

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



FACOLTA' DI INGEGNERIA

Edoardo Brancati

**L'INFLUENZA DELL'IRREGOLARITÀ STRUTTURALE
NELLA VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA
DI EDIFICI ISOLATI ALLA BASE**

Tesi di Dottorato

Il coordinatore

Prof. Ing. Luciano ROSATI

Il tutor

Prof. Ing. Mario PASQUINO

Dottorato di Ricerca in *Ingegneria delle Costruzioni* – XXIV Ciclo

INDICE

PREFAZIONE.....	1
CAPITOLO I - L'isolamento sismico	4
1.1. L'isolamento sismico come strategia del “performance-based design”	4
1.2. Vantaggi e limiti nell'applicazione dell'isolamento sismico	9
1.3. Tipologie di sistemi di isolamento	14
CAPITOLO II - La regolarità strutturale.....	20
2.1. Introduzione al concetto di regolarità strutturale	20
2.2. Criteri di regolarità in pianta	21
2.3. Criteri di regolarità in elevazione	23
CAPITOLO III - Isolamento alla base per un edificio nuovo con irregolarità in pianta.....	26
3.1. Premessa	26
3.2. Schema architettonico e strutturale	27
3.3. Normative di riferimento	30
3.4. Materiali utilizzati.....	30
3.5. Azione sismica.....	32
3.6. Scelta della tipologia e dimensionamento del sistema di isolamento.....	36
3.7. Modellazione della struttura.....	50
3.8. Analisi dinamica modale con spettro di risposta.....	56
CAPITOLO IV - Edificio irregolare in pianta ed in elevazione.....	60
4.1. Introduzione dell'irregolarità in elevazione	60
4.2. Dimensionamento del sistema di isolamento	61
CAPITOLO V - Le tamponature come causa di irregolarità strutturale	65
5.1. Effetti delle tamponature sulla risposta sismica degli edifici.....	65

5.2. Modellazione delle tamponature	70
5.3. Indicazioni normative per il progetto di edifici intelaiati tamponati	79
5.3.1. Confronto tra EC8 e Norme Tecniche del 2008 in tema di tamponature	79
5.4. Modellazione delle tamponature per l'edificio analizzato	83
CAPITOLO VI - Analisi degli effetti sfavorevoli globali e locali dovuti alle tamponature ...	85
6.1. Descrizione degli studi effettuati	85
6.2. Assenza di tamponature ad un piano	86
6.3. Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta	95
6.4. Maglie dei telai con tamponature parziali in altezza	101
CAPITOLO VII – Il caso reale di un edificio strategico	104
7.1. Descrizione dell'edificio	104
7.2. La struttura a base fissa	105
7.3. La struttura a base isolata	109
CONCLUSIONI	113
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	115

PREFAZIONE

La strategia di protezione sismica dell'isolamento alla base ha oggi raggiunto livelli di affidabilità molto elevati. Tale affidabilità è riconosciuta anche dalle norme antisismiche moderne le quali, oltre a consentirne l'utilizzo, forniscono anche specifici criteri progettuali che garantiscono una corretta progettazione delle strutture isolate. L'opportunità di trattare l'isolamento sismico nelle norme deriva innanzitutto dai numerosi studi di carattere numerico e sperimentale condotti negli ultimi decenni; a ciò si aggiunge l'osservazione del comportamento sismico di strutture isolate reali, molte delle quali dotate di un sistema di monitoraggio, che ha rappresentato un vero e proprio collaudo in sito. I casi documentati ed i risultati disponibili dimostrano l'efficacia dell'isolamento sismico non solo nel preservare le strutture dal danneggiamento, ma anche nel mantenerne pienamente la funzionalità durante e nell'immediato post-sisma. Un caso emblematico è quello dell'Ospedale Universitario USC (University of Southern California), situato a circa 36 km dall'epicentro del terremoto di Northridge, nella zona di Los Angeles (USA), del 17 gennaio 1994, che ebbe magnitudo 6,8 della scala Richter; il sisma danneggiò 5564 edifici e ne distrusse 184, oltre a provocare il crollo di alcuni ponti e viadotti, con conseguenti enormi problemi di viabilità [Clark et al., 1994]. Inaugurato nel 1991, esso è il primo ospedale sismicamente isolato del mondo; la struttura è fortemente irregolare sia in pianta che in elevazione, a causa di esigenze funzionali. Le misurazioni effettuate durante il terremoto evidenziarono un ottimo comportamento della struttura. Nonostante un certo effetto di amplificazione locale agli ultimi piani, legato all'irregolarità in alzata, l'accelerazione misurata all'ultimo piano fu circa la metà ($0,2g$) di quella misurata al terreno in corrispondenza delle fondazioni ($0,37g$). Interessante è il confronto di queste registrazioni con quelle effettuate sull'Olive View Hospital, un altro edificio ospedaliero della stessa zona con struttura molto simile, ma non isolato alla base: in questo ospedale l'accelerazione misurata al tetto fu quasi 3 volte superiore a quella misurata in fondazione. A causa di queste elevate accelerazioni, l'Olive View Hospital, pur non subendo danni strutturali significativi, fu interessato da danni importanti alle apparecchiature interne, che ne limitarono la funzionalità per alcuni giorni. L'Ospedale USC, invece, grazie

all'isolamento alla base, rimase completamente operativo durante e dopo il sisma, senza alcun danno né alla struttura né alle apparecchiature [Clark et al., 1994].

Anche in Giappone, in occasione del terremoto di Kobe, nel 1995, è stata possibile l'osservazione diretta del comportamento di edifici isolati colpiti da un sisma di elevata intensità. L'edificio isolato, a quel tempo, più grande del mondo, il Ministero delle Poste e Telecomunicazioni, ed un altro edificio isolato più piccolo della *Matsumura Gumi*, ambedue situati a Sanda City, a circa 30 km dall'epicentro, superarono indenni il sisma. In nessun caso si sono manifestati danni alle persone, ai contenuti e tantomeno alle strutture, confermando, la piena maturità ed affidabilità raggiunta da tale tecnologia.

L'interesse suscitato dall'analisi del comportamento sotto sisma di strutture reali isolate alla base è stato determinante nell'orientare il percorso di ricerca nell'ambito del dottorato verso lo studio dei sistemi di isolamento sismico alla base degli edifici come soluzione dei problemi legati all'irregolarità strutturale sia in pianta che in elevazione.

Il capitolo introduttivo del presente elaborato di tesi è finalizzato a fornire nozioni fondamentali sull'isolamento, informazioni sui vantaggi di questa tecnica e peculiarità su alcune delle tipologie di isolamento sismico attualmente in uso.

Nel secondo si affronta il tema della regolarità strutturale e si riportano i criteri di classificazione forniti al riguardo dall'EC8, assunta come normativa sismica di riferimento.

Si passa poi ad analizzare gli effetti dell'isolamento sul comportamento dinamico di un edificio con forti irregolarità dapprima solo in pianta (capitolo III), poi anche in elevazione (capitolo IV), evidenziando in particolare le differenze rispetto all'analoga struttura progettata a base fissa.

Nel quinto capitolo si introducono le tamponature, quali possibili cause di irregolarità in pianta e/o in elevazione. Si sottolinea l'importanza che nelle strutture a base fissa assume una corretta modellazione delle stesse, che spesso invece sono completamente trascurate in sede di progetto con conseguenze disastrose per la struttura in occasione di un sisma.

Si analizza il modello di puntone diagonale equivalente proposto da norme di tipo prescrittivo (Circolare n. 65 del 10-04-97 esplicativa del D.M. 16-01-96) per simulare la presenza delle tamponature e si riportano i risultati di studi su telai parzialmente

tamponati finalizzati a fornire utili accorgimenti per poter utilizzare anche in questi casi il modello di puntone diagonale.

Nel sesto capitolo si riproducono per l'edificio analizzato alcune disposizioni particolarmente svantaggiose delle tamponature, modellate con bielle diagonali, allo scopo di valutare fino a che punto l'isolamento alla base possa essere risolutivo nel migliorare il comportamento dinamico della struttura in questi casi e quantificare l'errore commesso nel trascurare la presenza dei pannelli murari.

Il settimo capitolo è dedicato all'applicazione dell'isolamento sismico alla base al caso di un edificio strategico reale costituito da una Caserma dell'Arma dei Carabinieri di Napoli. Più in dettaglio si evidenziano i vantaggi di carattere strutturale, architettonico e funzionale che tale tecnica consente di ottenere nel progetto di una struttura di importanza strategica dalle marcate caratteristiche di irregolarità in pianta ed in elevazione.

CAPITOLO I - L'isolamento sismico

1.1. L'isolamento sismico come strategia del “performance-based design”

Negli ultimi vent'anni gli studi di ingegneria sismica hanno compiuto grandi progressi, determinando un deciso passo avanti verso l'attuazione di una strategia di prevenzione e mitigazione del rischio sismico moderna, efficace e scientificamente corretta. L'aspetto fondamentale che caratterizza le norme di nuova generazione è il cambiamento di approccio che da convenzionale e meramente prescrittivo diviene di tipo prestazionale. In sostanza, non si tratta più di applicare regole di progettazione, di analisi e di verifica in maniera spesso inconsapevole rispetto agli obiettivi del progetto, ma, anzi, si parte dagli obiettivi e dalla precisa enunciazione delle prestazioni che si vogliono ottenere dalla struttura e dei requisiti necessari al conseguimento di tali prestazioni, per giungere alla formulazione di criteri e regole finalizzate a tali obiettivi.

Tali principi sono sintetizzati nelle diverse parti dell'Eurocodice 8 (EC8), che sarà la futura normativa sismica dei Paesi membri dell'Unione Europea, e che è in completa armonia con le norme dei Paesi a più alta attività sismica, quali Giappone, Cina, USA, America del Sud ed Asia del Sud-Est.

L'EC8 si propone, in caso di evento sismico, di garantire una protezione adeguata nei confronti di due livelli prestazionali, definiti stati limite, ossia condizioni tali che, se superate, l'opera non soddisfa più le esigenze per cui è stata progettata. In particolare si definiscono:

- Stato limite ultimo (SLU)
- Stato limite di danno (SLD)

Lo *stato limite ultimo* si riferisce ad un evento sismico estremamente raro (con una probabilità di superamento del 10% in 50 o in altri termini un periodo di ritorno di 475 anni). Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, pur ammettendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali (perfino tali da rendere più economico l'abbattimento anziché la riparazione della struttura), essi devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Lo *stato limite di danno* è relativo ad un sisma meno severo (con una probabilità di superamento del 10% in 10 anni o un periodo di ritorno di 95 anni) per il quale i danni alle costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, devono essere modesti, di natura essenzialmente economica, e tali da non determinare interruzioni d'uso.

E' evidente come il raggiungimento di uno stato limite ultimo, in cui si ammette il danneggiamento della struttura e quindi l'escursione della stessa in campo plastico, evidenzia l'inadeguatezza dei criteri di progettazione convenzionali finalizzati alla realizzazione di strutture a "uniforme resistenza" e basati su criteri di verifica tensionali a livello delle singole sezioni. Da qui l'esigenza di introdurre una nuova procedura di progettazione comunemente indicata con il termine "performance-based design", in cui si identificano i livelli di prestazione cui la struttura nella sua globalità deve soddisfare al variare dell'intensità del sisma e nella quale la domanda di spostamento diventa il parametro primario di progettazione.

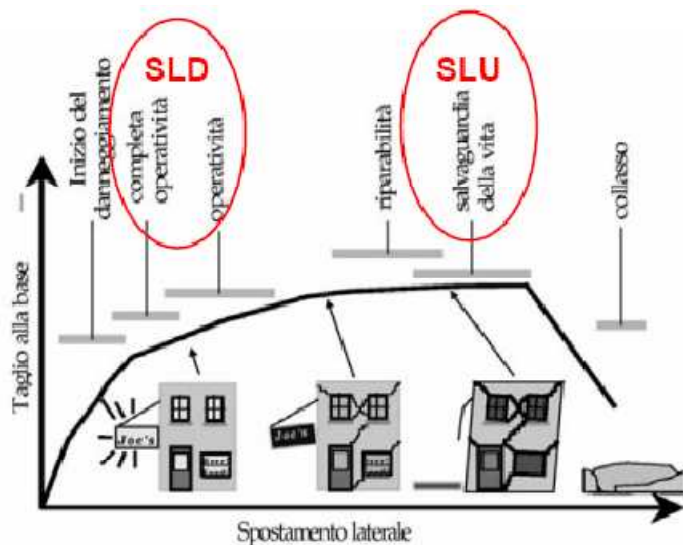


Figura 1 – "Performance-based design"

È evidente che un approccio basato sulle deformazioni rappresenta un'affascinante metodologia di calcolo, potenzialmente molto più aderente alla realtà dei metodi tradizionali di analisi strutturale. Tuttavia, pur se già applicabile con gli strumenti progettuali e di calcolo non lineare oggi disponibili, esso rappresenterebbe un cambiamento troppo radicale e repentino rispetto alla normale prassi progettuale. È per questo che le nuove norme suggeriscono ancora tipologie di analisi in campo elastico

(con azioni opportunamente ridotte per tener conto del comportamento anelastico), affiancando ad esse, speciali procedure di progetto (metodo della gerarchia delle resistenze) e specifiche prescrizioni di dettaglio, che garantiscano il conseguimento delle capacità duttili, sia a livello locale (singolo elemento), che globale (intera struttura).

In sintesi, quindi, le comuni regole di progettazione antisismica, basate sulla “gerarchia delle resistenze”, hanno come obiettivo quello di preservare la vita umana, ma ammettono la possibilità di avere anche gravi danneggiamenti sulla struttura; questo consente quindi al progettista di considerare delle azioni sismiche di progetto ridotte tenendo in conto le capacità dissipative in campo plastico della struttura. Sarebbe infatti altresì poco razionale, nonché antieconomico, richiedere un mantenimento in campo elastico della struttura (totale assenza di danno), ossia aumentare indefinitamente la sua resistenza, in vista del verificarsi di un evento sismico violento con probabilità così ridotta, sebbene non trascurabile.

Accanto a queste tecniche di progettazione, che ormai sono considerate ordinarie, l'EC8 dedica ampio spazio ad una strategia cosiddetta “innovativa” di protezione sismica, che va sotto il nome di *isolamento sismico*. Si tratta di una tecnica di progettazione pienamente coerente con i criteri e gli obiettivi generali della norma e che ha l'importante vantaggio di poter ottenere un comportamento quasi elastico della struttura anche a fronte di un sisma di forte intensità.

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione sismica delle strutture usualmente raggruppate sotto la denominazione di “controllo passivo delle vibrazioni”. L'aggettivo “passivo” indica che le tecniche in questione riducono la risposta sismica attraverso un comportamento costante e predeterminato, sono dunque incapaci di correzioni contestuali al verificarsi del terremoto, non si adattano interattivamente ad esso, bensì lo subiscono passivamente.

Al contrario, le tecniche di “controllo attivo” sono basate sull'utilizzo di dispositivi meccanici, collegati a sensori elettronici, la cui funzione è quella di applicare forze dinamiche alla struttura al fine di bilanciare quelle inerziali dovute al fenomeno sismico.

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura

stessa (generalmente alla base, nel caso degli edifici, fra la pila e l'impalcato, nei ponti, Figura 2), che risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura.

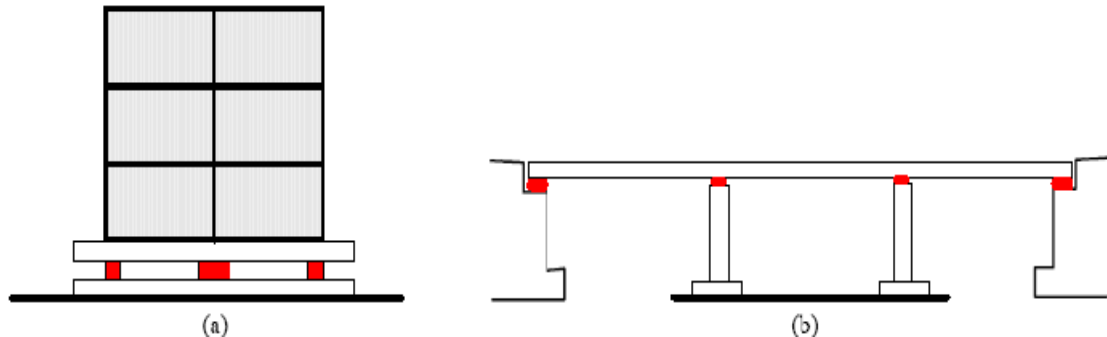


Figura 2 – Sistemi di isolamento sismico in edifici (a) e ponti (b)

La sconnessione si realizza con l'inserimento di particolari dispositivi, chiamati isolatori sismici, caratterizzati da un'elevata rigidità verticale (per la trasmissione dei carichi verticali al terreno) ed una bassa rigidità orizzontale (per permettere alla sovrastruttura di muoversi rispetto alla fondazione).

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno; la sovrastruttura, invece, fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità, conseguente all'introduzione degli isolatori, che porta il periodo proprio del sistema strutturale (di solito dell'ordine di $0,2 \div 0,8$ secondi negli edifici più comuni a "base fissa") a valori più elevati ($2 \div 3$ secondi) e quindi in una zona dello spettro a bassa accelerazione. Ne consegue una drastica riduzione delle accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura con isolamento sismico rispetto alla struttura a base fissa, al punto che la stessa può essere agevolmente progettata per sostenere terremoti violenti senza subire danni. In pratica si punta su un notevole abbattimento delle azioni sismiche trasmesse dal terreno alla struttura, piuttosto che sul principio di rafforzare la stessa in elevazione.

Naturalmente, però, con riferimento agli spettri di risposta in termini di spostamenti, l'aumento di periodo si traduce anche in un incremento di spostamenti; una crescita eccessiva di questi ultimi può rappresentare un limite nella scelta di un periodo troppo elevato. In una struttura isolata, tuttavia, tali spostamenti si concentrano essenzialmente negli isolatori, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto nel sistema strutturale.

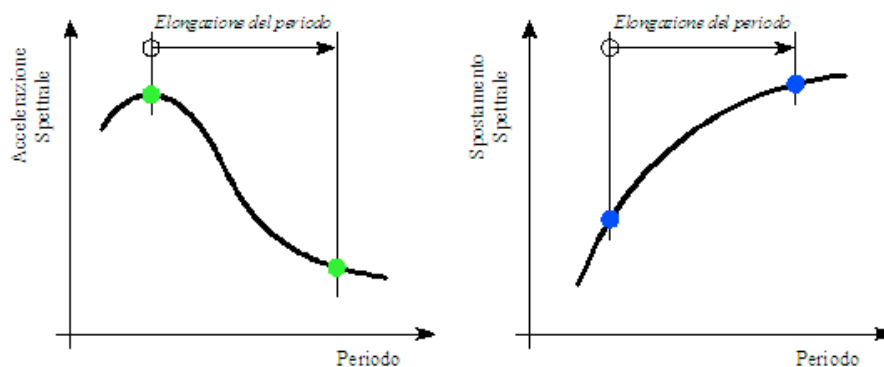


Figura 3 – Effetti della strategia di isolamento ad elongazione del periodo

Ne risulta che le fondazioni delle strutture isolate sono più complesse rispetto agli edifici non isolati perché si rende necessario permettere notevoli spostamenti relativi fra l'edificio ed il terreno (nell'ordine dei decimetri) e l'adozione di speciali giunti flessibili per gli impianti.

In sostanza, il beneficio ottenuto nella riduzione delle accelerazioni trasmesse alla struttura isolata “si paga” con la necessità di considerare significativi spostamenti nel progetto sia dei dispositivi di isolamento che dei collegamenti (ingressi pedonali e carrabili, impianti idrici, fognari, elettrici, condotte del gas, ecc.).

La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interpiano molto contenuti. Di conseguenza si riducono drasticamente o si eliminano totalmente anche i danni alle parti non strutturali.

Per evitare eccessivi spostamenti del sistema d'isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terra o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, il sistema di isolamento nel suo insieme può essere dotato di un'elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine del $10 \div 30\%$.

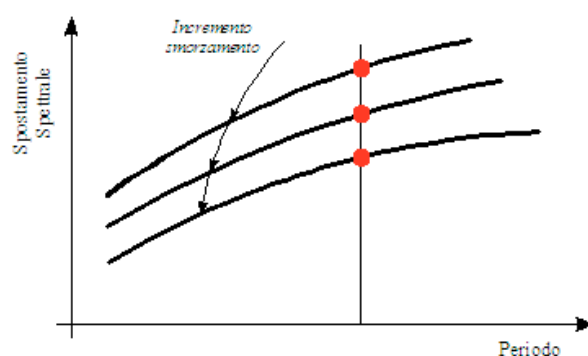


Figura 4 – Effetti dello smorzamento sugli spostamenti

In genere si tende ad evitare l'utilizzo di sistemi di isolamento con forte smorzamento (superiore al 30%) in quanto si è notato che essi, trasferendo quantitativi consistenti di energia ai modi superiori, non sono in grado di ridurre efficacemente spostamenti di interpiano ed accelerazioni di piano.

Il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della struttura semplifica e rende più affidabile l'intera procedura di progettazione, grazie alla migliore aderenza del modello di calcolo al reale comportamento della struttura sotto terremoti violenti. Le norme recepiscono tali vantaggi permettendo la progettazione in "bassa duttilità", ossia senza l'adozione di particolari regole per la determinazione delle sollecitazioni di progetto.

1.2. Vantaggi e limiti nell'applicazione dell'isolamento sismico

La maggiore peculiarità dell'isolamento alla base degli edifici è dunque la possibilità di eliminare completamente, o quantomeno ridurre sensibilmente, i danni a tutte le parti strutturali e non strutturali degli edifici e a tutto ciò che gli stessi contengono. Non meno importante è il vantaggio di poter ottenere una minore percezione umana delle scosse sismiche, per effetto della quasi totale assenza delle vibrazioni all'interno della struttura.

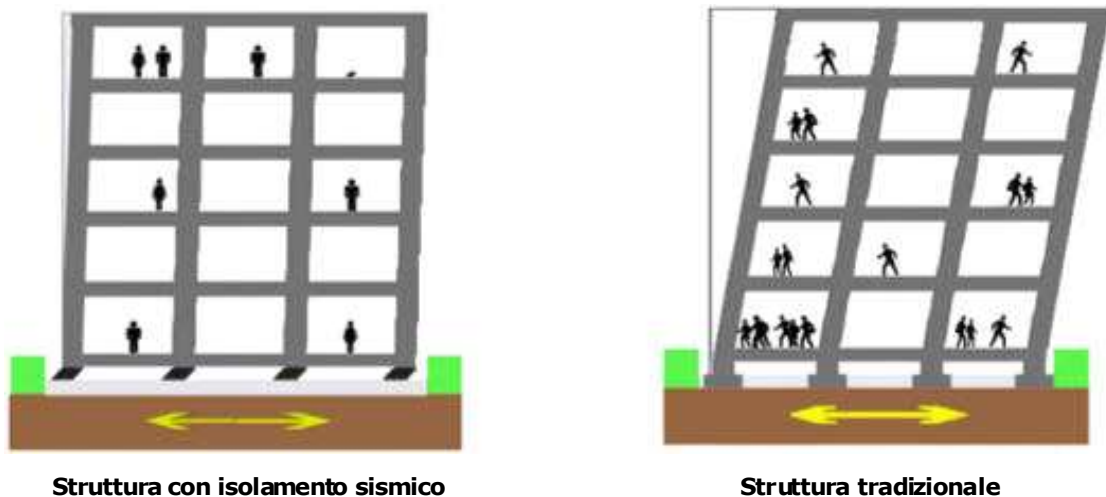


Figura 5 – Differenza di comportamento tra struttura isolata e a base fissa sotto sisma

Questi aspetti sono importantissimi soprattutto per gli edifici che hanno un'importanza strategica post-sisma e devono quindi sempre rimanere operativi, quali ad esempio gli ospedali o i centri operativi per la gestione dell'emergenza (centri di protezione civile, caserme dell'Esercito e dei Vigili del Fuoco, ecc.), per tutti quegli edifici il cui

contenuto ha un valore molto superiore a quello degli edifici stessi (musei, banche, centri di calcolo, ecc.), per quelli ad alto rischio (centrali nucleari o chimiche, ecc.), o anche per ponti o viadotti.

Al di là di questi casi, in cui evidentemente il vantaggio socio-economico dell'isolamento sismico è maggiormente apprezzato, non meno convincenti sono i dati relativi ad edifici ordinari per civile abitazione. L'utilizzo di un sistema di isolamento comporta dei costi iniziali maggiori, dovuti al costo degli isolatori, strutture per l'alloggiamento dei dispositivi, realizzazione di giunti strutturali o impiantistici, ecc.; non è però secondario sottolineare che in alcuni casi (edifici con un numero di piani non troppo basso) si possono avere dei risparmi notevoli in termini di quantitativi di armatura nella sovrastruttura. In genere comunque si stima che il costo di una struttura isolata possa variare tra il 5÷10% in eccesso o in difetto rispetto alla stessa progettata in modo tradizionale.

E' altresì vero, però, che il progetto di recupero di un edificio fortemente danneggiato da un sisma, soprattutto nelle parti strutturali, implica molto spesso dei costi paragonabili, se non addirittura più elevati, a quelli necessari per la sua ricostruzione.

Sembrerebbe pertanto più logico, nella valutazione dei costi delle costruzioni, non limitarsi a tenere conto dei soli oneri realizzativi, ma considerare un arco di tempo maggiore che comprenda anche le eventuali spese di recupero conseguenti ad un evento sismico violento. Va aggiunto che un danno al patrimonio edilizio si traduce molto spesso nella sospensione delle attività produttive e pertanto in recuperi tanto più lenti quanto maggiore è il degrado del tessuto sociale del territorio colpito; in alcuni casi tale recupero non si può dire sia avvenuto in maniera completa neanche a distanza di vent'anni.

La tecnica dell'isolamento alla base può essere molto efficace anche nell'adeguamento sismico delle strutture esistenti, ossia di quelle strutture che, progettate per soli carichi verticali, o anche dotate di una resistenza alle forze laterali, certamente non soddisfano tutti quei requisiti (colonne "forti" e travi "deboli", adeguato quantitativo di staffe e legature nei nodi e nelle zone terminali di travi e pilastri, etc.) indispensabili per sostenere significative escursioni inelastiche, e/o che hanno rigidità insufficiente per limitare o evitare danni alle parti non strutturali.

Il livello di sicurezza così ottenibile è nettamente superiore a quello con interventi di adeguamento di tipo tradizionale; le difficoltà di tali interventi sulla struttura esistente non sono irrilevanti, anzi (taglio dei pilastri per l'introduzione degli isolatori), ma il vantaggio sta soprattutto nel fatto che essi si concentrano soltanto alla base degli edifici, evitando costosi e spesso tecnicamente problematici interventi sulla struttura in elevazione.

Un caso emblematico è il Centro Polifunzionale del Rione Traiano - Soccavo - Napoli, che rappresenta il primo caso in Europa di adeguamento sismico di un edificio esistente con l'utilizzo della tecnica dell'isolamento alla base.

La costruzione dell'edificio era stata iniziata alla fine degli anni '70, e quindi prima che il comune di Napoli fosse inserito tra i comuni a rischio sismico; per tale motivo la struttura non era adeguata per resistere alle azioni sismiche.

L'intervento prevedeva il taglio di circa 600 pilastri con l'inserimento di altrettanti isolatori antisismici; nonostante l'entità dell'operazione, essa ha avuto un costo marginale (circa il 5%) rispetto al valore complessivo della struttura.

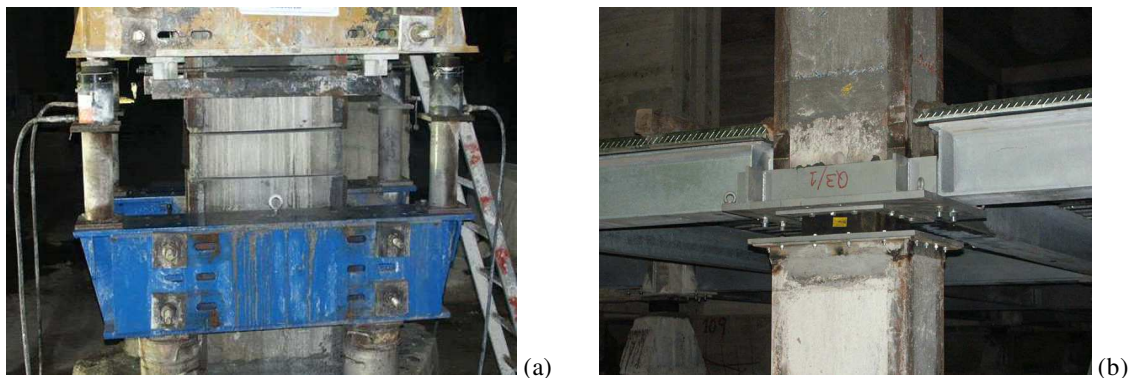


Figura 6 – Taglio dei pilastri (a) ed inserimento degli isolatori (b) – Soccavo (NA)

L'adozione dell'isolamento può essere risolutiva anche per quelle strutture suscettibili di un cattivo comportamento sotto sisma a causa di irregolarità (geometriche, nella distribuzione delle masse, nella distribuzione delle rigidezze) in pianta e/o in elevazione, che ne limitano notevolmente la duttilità [Dolce].

Riassumendo quindi, a fronte di un evento sismico violento, i benefici derivanti dall'adozione di un sistema di isolamento sismico rispetto ad una struttura tradizionale a base fissa possono essere così sintetizzati:

- un grado di protezione sismica della vita umana notevolmente maggiore: la sensibile riduzione delle accelerazioni trasmesse dal sisma alla struttura, anche ai piani più alti, comporta minori forze di inerzia sulla struttura (quindi sollecitazioni ridotte), evitando così sia il collasso dell'edificio che il danneggiamento degli elementi strutturali;
- una protezione pressoché totale dal danneggiamento, per la notevole riduzione degli spostamenti di interpiano tale eliminare il danno agli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, ecc.), che possono essere causa di inagibilità di un edificio costruito in modo tradizionale;
- le minori accelerazioni consentono di evitare danni anche a tutto ciò che è contenuto all'interno dell'edificio e quindi di mantenerne la piena funzionalità della struttura;
- assenza quasi totale di vibrazioni sismiche all'interno e quindi minore o nulla percezione umana delle scosse sismiche, grazie all'effetto “filtro” degli isolatori;
- maggiore libertà progettuale ed espressione estetica nella individuazione formale e funzionale del manufatto edilizio;
- costi di costruzione confrontabili se non addirittura inferiori;
- nessuna spesa per le riparazioni dei danni e per la gestione dell'emergenza in caso di evento sismico e conseguenti minori costi anche per la collettività, oltre a non avere alcun tipo di disagio.

Per completezza, però, va anche precisato che l'isolamento sismico non è applicabile sempre ed indistintamente a tutti gli edifici. Nel caso di strutture molto deformabili ad esempio (edifici in c.a. con un numero di piani alto) il periodo può risultare talmente elevato da limitare i vantaggi dell'isolamento in termini di riduzione delle forze sismiche.

Analogo discorso per opere su terreni di fondazione troppo soffici, per effetto dei quali il contenuto in frequenza dell'azione sismica di progetto può rivelarsi particolarmente gravoso proprio per quel range di periodi all'interno del quale ricadono le strutture isolate.

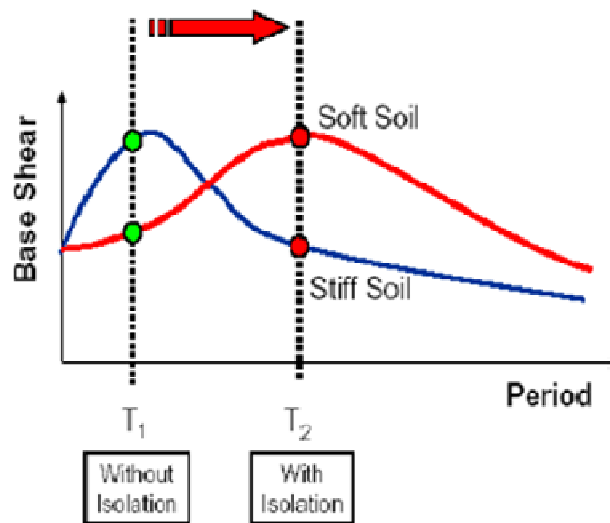


Figura 7 – Effetti del tipo di terreno sull'efficienza dell'isolamento

Infine è importante precisare che se da un lato è stata ampiamente dimostrata l'efficacia dell'isolamento sismico nel ridurre gli effetti prodotti dal sisma su oggetti e attrezzature presenti sulla struttura, tuttavia alcuni studi realizzati da autorevoli esperti del settore [Dolce et al.] hanno evidenziato che anche in questo l'isolamento presenta alcune limitazioni.

Gli effetti prodotti dal sisma sulle attrezzature ed i beni contenuti all'interno di una struttura, infatti, sono determinati in primo luogo dalla risposta della struttura al moto del terreno e, in seconda battuta, dall'interazione fra struttura ed oggetti in essa presenti. Una situazione particolarmente sfavorevole si verifica allorché la frequenza propria di vibrazione dell'oggetto, qualora il suo comportamento sia riconducibile a quello di un oscillatore lineare, sia prossima ad una delle frequenze naturali di vibrazione della struttura isolata. In tal caso la sintonizzazione delle frequenze proprie può generare, nelle attrezzature, livelli di accelerazioni talmente elevati da produrne il danneggiamento.

Gli studi effettuati hanno messo in evidenza come l'isolamento tenda a concentrare tutta l'energia sismica in un intervallo di frequenze piuttosto ristretto, entro cui possono ricadere proprio le frequenze proprie di vibrazione di alcune tipologie di attrezzature e beni contenuti nella struttura. Si è visto anche come le diverse tipologie di sistemi di isolamento analizzate (isolatori in gomma, componenti in acciaio, leghe a memoria di forma) abbiano maggiore o minore efficacia nei diversi intervalli di frequenza e possano

quindi in alcuni casi anche dar vita a problemi sulla risposta sismica del contenuto strutturale.

In conclusione quindi è possibile affermare che l'efficacia del sistema di isolamento sulla protezione del contenuto strutturale non può prescindere da un'attenta scelta della più appropriata tipologia di sistema di isolamento, in relazione alla natura e, dunque, alle caratteristiche dinamiche dei contenuti da proteggere [Dolce].

1.3. Tipologie di sistemi di isolamento

I sistemi di isolamento più comunemente utilizzati prevedono l'impiego delle seguenti tipologie di isolatori, corrispondenti a differenti modelli di comportamento:

- *isolatori elastomerici armati;*
- *isolatori elasto-plastici;*
- *isolatori a pendolo scorrevole;*
- *isolatori a scorrimento.*

Gli *isolatori elastomerici armati* sono costituiti da strati alterni di gomma (elastomero) dello spessore di $5 \div 20$ mm e lamierini in acciaio dello spessore di $2 \div 3$ mm, solidarizzati chimicamente mediante un processo di vulcanizzazione.

Questi isolatori sono progettati per sopportare grandi carichi verticali mentre consentono notevoli spostamenti orizzontali e moderate rotazioni in testa.

I lamierini in acciaio hanno la funzione di confinamento degli strati di gomma, contrastano la deformazione trasversale della gomma sotto carichi verticali, irrigidendo il dispositivo in tale direzione senza alterare la sua deformabilità trasversale. Gli strati di gomma hanno invece la funzione di disaccoppiare il moto della sovrastruttura rispetto alla sottostruttura, dissipare l'energia trasmessa dal sisma, nonché contenere spostamenti entro limiti accettabili.

Per limitare gli spostamenti e diminuire ulteriormente l'energia in ingresso, il sistema di isolamento deve possedere un'adeguata capacità dissipativa. Nel caso degli isolatori elastomerici ciò può essere ottenuto accoppiandoli ad elementi dissipatori di energia (barre di acciaio, nuclei di piombo o smorzatori idraulici), ovvero incrementando l'intrinseca capacità dissipativa dell'elastomero con l'aggiunta di speciali additivi nella

fase di produzione della mescola. Quest'ultima possibilità ha il vantaggio di riunire in un unico elemento, di costo contenuto, la funzione filtrante e dissipativa.

Attualmente in commercio esistono sostanzialmente tre tipi di isolatori elastomerici, classificabili in relazione alle caratteristiche dissipative dell'elastomero e all'eventuale presenza di inserti:

- in gomma armata a basso smorzamento (richiedono opportuni dispositivi ausiliari, per incrementarne la capacità dissipativa sotto sisma ed evitare movimenti eccessivi della struttura per effetto delle azioni orizzontali di esercizio, tipo il vento).
- in gomma armata ad elevato smorzamento (ottenuti con l'aggiunta alla mescola di gomma di opportuni additivi quali resine, oli, ecc.)
- in gomma armata con nucleo in piombo o altro materiale dissipativo.

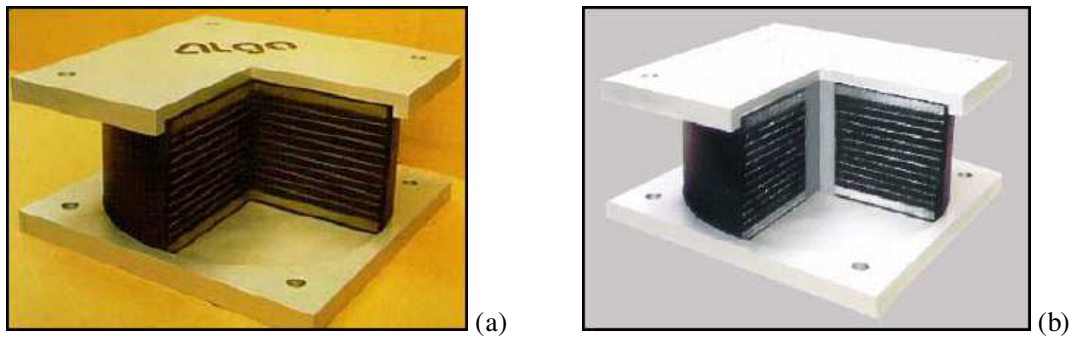


Figura 8 – Isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (a) e con nuclei di piombo (b)

Gli isolatori in gomma ad elevato smorzamento possono da soli realizzare un sistema di isolamento completo, che soddisfa i requisiti fondamentali precedentemente espressi ed è per questo che risultano essere i tipi di isolatori più diffusi. L'elevata capacità dissipativa assicura un buon controllo degli spostamenti indotti dal sisma, mentre l'elevata rigidità iniziale limita gli spostamenti sotto i carichi orizzontali non sismici. Il comportamento quasi-elastico garantisce ottime capacità di ricentraggio. Inoltre l'incrudimento della gomma, a deformazioni maggiori di quelle associate al terremoto di progetto (150÷200%), può risultare utile nel limitare gli spostamenti nel caso di eventi sismici anomali per intensità o per contenuto in frequenza.



Figura 9 – Isolatori elastomerici applicati in opera

Gli *isolatori elasto-plastici* sono costituiti da elementi che si mantengono in campo elastico in presenza di azioni orizzontali di ridotta entità (vento) ed invece si plasticizzano in presenza di azioni orizzontali di entità superiore ad una soglia prefissata.

Essi al contrario di quelli elastomerici, assicurano la trasmissione tra sovrastruttura e sottostruttura delle sole azioni orizzontali, mentre in genere non trasmettono azioni verticali. Quest'ultima mansione è delegata ad appositi apparecchi di appoggio, dotati di elevata rigidezza verticale e trascurabile rigidezza orizzontale (appoggi a rotolamento o strisciamento), funzionanti in parallelo agli isolatori elasto-plastici che presentano invece trascurabile rigidezza ai carichi verticali e rigidezza significativa per quelli orizzontali. Questa tipologia di isolatori modifica favorevolmente il comportamento dei sistemi strutturali nei quali vengono inseriti, attraverso meccanismi (riduzione della rigidezza secante e aumento del coefficiente di smorzamento) analoghi a quelli che si evidenziano nell'utilizzo di isolatori elastomerici, mostrando peraltro, rispetto a questi ultimi, una dissipazione di energia molto più elevata. Ne consegue che per gli isolatori elasto-plastici si registrano in generale spostamenti più ridotti, anche se, di contro, per azioni orizzontali di elevata intensità, gli spostamenti residui risultano essere maggiori.

Gli *isolatori a pendolo scorrevole* sono dei dispositivi il cui funzionamento è basato sul principio del pendolo semplice. Sono caratterizzati dalla presenza di una o due superfici sferiche di materiale metallico, su cui scorre un elemento di trasmissione del carico; durante lo scorrimento tra di essi si sviluppa una forza d'attrito controllata, la cui entità è influenzata dalle caratteristiche del materiale costituente la superficie stessa.

In generale, a seconda del numero di superfici di scorrimento, questa tipologia di isolatori prevede:

- isolatori a singola superficie di scorrimento, che può essere superiore o inferiore, accoppiata ad un'articolazione a calotta sferica.
- isolatori con due superfici principali di scorrimento sferiche tra le quali è posta un'articolazione a contatto puntuale. Con questa disposizione è possibile minimizzare le dimensioni in pianta dell'isolatore e ridurre l'eccentricità prodotta dallo spostamento orizzontale sulla struttura ripartendo la stessa tra sottostruttura e sovrastruttura.

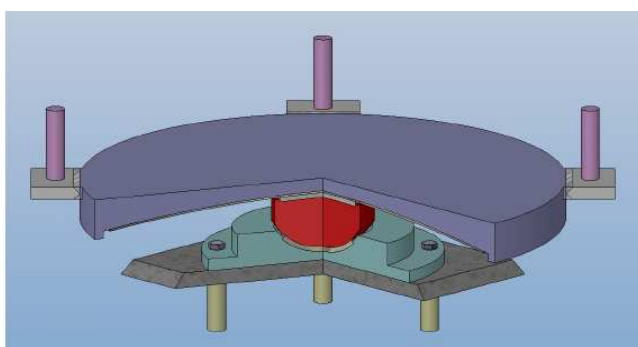


Figura 10 – Isolatore a pendolo scorrevole con singola superficie di scorrimento

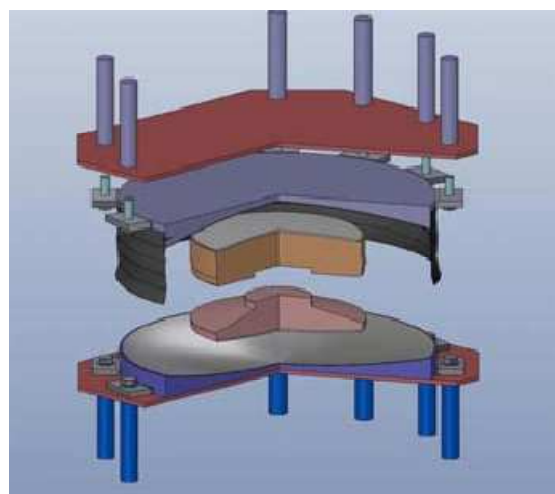


Figura 11 – Isolatore a pendolo scorrevole con doppia superficie di scorrimento

Gli isolatori a scorrimento rappresentano una delle tipologie di dispositivi di isolamento più all'avanguardia, non solo in termini di resa strutturale ma anche di durabilità.

Dal punto di vista del comportamento strutturale, uno dei principali vantaggi legato a questa tipologia di dispositivi è quello di avere un sistema che risente molto meno degli

effetti dell'eccentricità accidentale o, in generale, di una distribuzione delle masse diversa da quella di progetto. Ciò è dovuto alla coincidenza sul piano degli isolatori tra proiezione del centro di massa e centro di rigidità del sistema di isolamento, essendo le rigidità dei singoli isolatori sempre proporzionali alle masse su essi agenti.

La minore vulnerabilità al fuoco ed alle alte temperature li fa inoltre spesso preferire ad altre tipologie di isolatori come ad esempio quelli elastomerici.



Figura 12 – Isolatore a pendolo scorrevole

Gli *isolatori a scorrimento* possono essere unidirezionali o multidirezionali, permettendo spostamenti in una sola direzione o in tutte le direzioni del piano orizzontale, rispettivamente. I primi hanno trovato e possono trovare applicazione nell'isolamento sismico dei ponti, essendo questi caratterizzati da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni e necessitando, talvolta, di un sistema d'isolamento efficace in una sola direzione (spesso quella longitudinale). Negli edifici, ovviamente, si tende ad ottenere un comportamento isotropo (nel piano orizzontale) del sistema d'isolamento nel suo complesso e si preferiscono gli isolatori multidirezionali. Questi ultimi sono costituiti da due dischi di diverso diametro che scorrono l'uno sull'altro, costituiti da materiali particolari che sviluppano una bassa resistenza d'attrito tra le superfici a contatto. Le superfici di scorrimento più utilizzate, e ampiamente sperimentate nella tecnologia degli appoggi per ponti, sono di acciaio inossidabile lucidato e PTFE (Teflon). Il coefficiente di attrito dinamico risulta, in tal caso, compreso fra il 6% ed il 12%, riducendosi all' 1 ÷ 2% in caso di lubrificazione delle superfici.

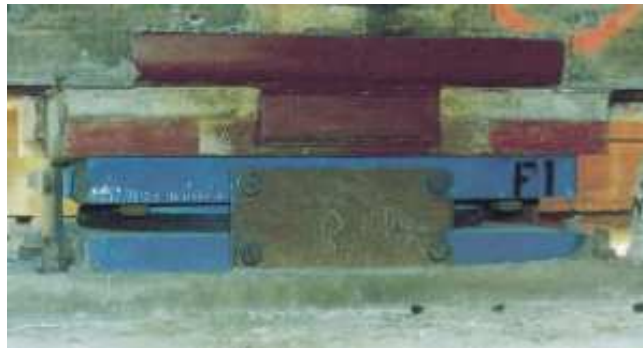


Figura 13 – Isolatore a scorrimento

Nella pratica con l'utilizzo di isolatori lubrificati si rinuncia a sfruttare la dissipazione di energia per attrito degli isolatori, affidando ad essi la sola funzione di sostegno dei carichi verticali, lasciando praticamente liberi gli spostamenti orizzontali.

Normalmente, quindi, tali tipi di isolatori sono sempre accoppiati a dispositivi ausiliari (dispositivi isteretici, ammortizzatori viscosi) in modo tale da riunire in un unico dispositivo la duplice funzione di sostenere i carichi verticali e di dissipare l'energia sismica.

Frequente è l'utilizzazione di sistemi misti nei quali coesistono isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento; ai dispositivi in gomma, è affidata la funzione dissipativa mentre gli isolatori a scorrimento hanno il solo ruolo di sostenere i carichi verticali e non di limitare gli spostamenti orizzontali.

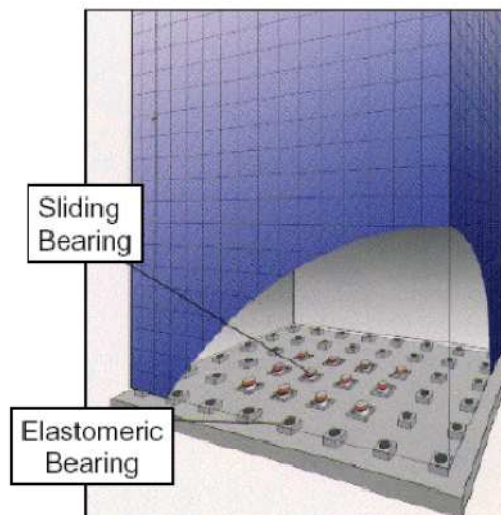


Figura 14 – Sistema misto con isolatori elastomerici e a scorrimento

CAPITOLO II - La regolarità strutturale

2.1. Introduzione al concetto di regolarità strutturale

Il buon comportamento di un edificio nei riguardi del sisma viene definito fin dall'inizio della sua progettazione architettonica operando scelte appropriate nello stabilire la sua forma planimetrica ed altimetrica. Il più importante principio guida per la progettazione in zona sismica è, infatti, quello della regolarità della struttura.

La regolarità condiziona la capacità di prevedere il comportamento della struttura, la qualità del suo comportamento, il costo necessario per renderla accettabile.

Il termine regolarità racchiude due concetti distinti, anche se spesso associati l'un l'altro, quali *semplicità strutturale* e *uniformità*, enunciati nell'*EC8 - punto 4.2.1* come criteri di una corretta progettazione in zona sismica. Il primo si riferisce all'esistenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle azioni (carichi verticali ed azioni sismiche), dal punto in cui sono applicate fino alla fondazione, attraverso i diversi elementi, strutturali e non, che compongono l'edificio; col secondo si intende una stretta relazione tra la distribuzione delle masse e distribuzione delle rigidezze e resistenze: questo perché l'azione sismica è proporzionale alle masse presenti e la ripartizione delle forze tra gli elementi strutturali, in presenza di impalcati rigidi, avviene proporzionalmente alle rigidezze, in fase elastica, e alle resistenze, in fase post-elastica. Ai fini della progettazione sismica l'*EC8 - punto 4.3.2.1* suddivide le strutture in regolari ed irregolari; tale distinzione ha implicazioni sui seguenti aspetti della progettazione:

- il modello strutturale che può essere piano o spaziale;
- il metodo di analisi;
- il valore del fattore di struttura q .

In particolare vengono definiti dei criteri specifici per stabilire la regolarità o meno di un edificio in pianta e in elevazione. L'irregolarità in pianta comporta la necessità di adottare un modello spaziale, mentre l'irregolarità in elevazione esclude la possibilità di poter effettuare un'analisi statica lineare (lateral force method of analysis) implicando la necessità di eseguire quantomeno un'analisi dinamica modale con spettro di risposta

(modal response spectrum analysis) e comporta in più una riduzione del 20% del fattore di struttura q .

2.2. Criteri di regolarità in pianta

In genere si intende per irregolarità in pianta la non coincidenza tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze. E' noto che il sisma induce sulla struttura significative accelerazioni che provocano la nascita di forze di inerzia orizzontali. Tali forze possono considerarsi applicate al livello dei diversi impalcati dell'edificio e più in particolare nel baricentro delle masse in cui è lecito concentrare tutta la massa dell'impalcato. A queste forze si oppongono delle azioni orizzontali resistenti (forze di taglio) proporzionali alla rigidezza laterale degli elementi resistenti verticali applicate nel baricentro delle rigidezze.

Se il centro di massa e il centro di rigidezza coincidono, teoricamente il piano subisce un moto puramente traslatorio e, nell'ipotesi di solai rigidi nel piano, tutti i punti dell'impalcato presentano lo stesso spostamento. Se, invece, i due centri non coincidono, forza di inerzia e forza resistente non possono equilibrarsi se non con la nascita di un momento, che quindi induce anche una rotazione relativa del piano. Ciò conduce a deformazioni maggiori per gli elementi strutturali più lontani dal centro di rigidezza con conseguente richiesta non uniforme di duttilità e spostamenti di interpiano che possono diventare eccessivi.

La non coincidenza tra centro delle masse e centro delle rigidezze è dovuta principalmente alla mancanza di simmetria nella pianta architettonica dell'edificio, anche se un corretto orientamento delle sezioni degli elementi strutturali dovrebbe tendere sempre a rendere lo schema "bilanciato", ossia a far coincidere i due centri anche in assenza di simmetria onde evitare effetti torsionali sfavorevoli.

La forma strutturale più appropriata in pianta è quindi quella circolare, in quanto, dotata di simmetria polare, assicura un eguale comportamento dell'edificio per qualsiasi direzione della scossa sismica ondulatoria. Nella stessa ottica forme quadrate o rettangolari (ma non troppo allungate) sono da preferirsi a forme più complesse come a T, L e U in quanto strutture con angoli rientranti sono soggette a richieste di duttilità distribuite in modo non uniforme e ad un movimento relativo tra solai che può portare a distacchi tra le parti e, quindi, a risposte strutturali non previste.

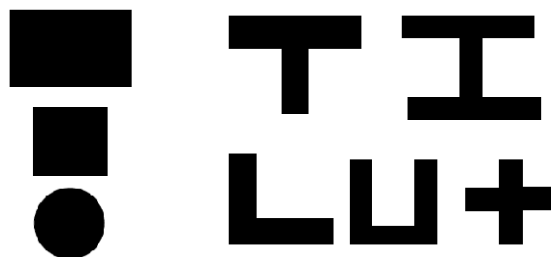


Figura 15 – Forme strutturali semplici (a sinistra) e complesse (a destra)

Qualora l'architettura dell'edificio, o la sua destinazione funzionale, imponesse scelte con forme planimetriche complesse, sarebbe bene ricorrere all'adozione di giunti di separazione capaci di suddividere la pianta in elementi quadrati o rettangolari, ognuno dei quali oscillerà con una propria frequenza, in modo indipendente dagli altri. In questi casi è importante assicurare che i giunti abbiano dimensioni tali da garantire questo funzionamento isolato per ciascun corpo di fabbrica, consentendone la libera oscillazione ed impedendo che due corpi contigui oscillando si urtino.

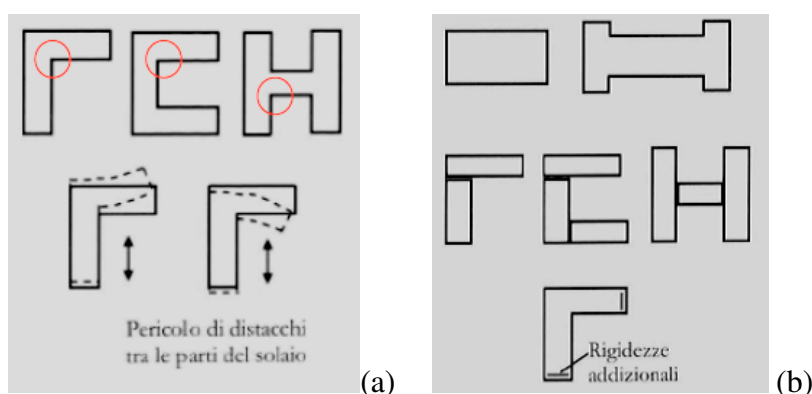


Figura 16 – Esempi di configurazioni (a) favorevoli e (b) sfavorevoli in pianta

Le normative dei diversi Paesi forniscono dei criteri, per quanto spesso oggetto di critica da parte di molti studiosi che li reputano troppo sintetici e confusi, per stabilire se un edificio possa considerarsi regolare o non regolare in pianta. A tal riguardo, l' *EC8 – punto 4.2.3.2* prescrive che affinché una struttura possa considerarsi regolare in pianta deve soddisfare le seguenti condizioni:

- La struttura dell'edificio deve essere approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali per quanto riguarda la rigidezza laterale e la distribuzione della massa.
- La configurazione in pianta deve essere compatta, cioè il perimetro di ciascun piano deve essere delimitato da un poligono convesso. Se in pianta esistono rientranze o

sporgenze (set-back), la regolarità in pianta può essere ancora considerata a condizione che esse non influiscano sulla rigidezza dell'impalcato nel piano e che, per ciascuna rientranza o sporgenza, l'area compresa tra la linea perimetrale del piano e il poligono convesso che inviluppa la pianta del piano stesso non superi il 5% dell'area del piano.

- La rigidezza degli impalcato nel loro piano deve essere sufficientemente grande rispetto a quella laterale degli elementi strutturali verticali in modo che la deformazione dell'impalcato possa avere effetti trascurabili sulla ripartizione delle forze sugli elementi strutturali verticali.
- Il rapporto $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ dell'edificio in pianta non deve essere maggiore di 4, in cui L_{\max} ed L_{\min} sono rispettivamente la massima e minima dimensione in pianta dell'edificio misurate in direzioni ortogonali.
- Ad ogni piano e per ciascuna delle due direzioni di analisi x e y, l'eccentricità strutturale e_0 e il raggio torsionale delle rigidezze r rispettino le condizioni indicate nel seguito, che sono riportate per brevità solo per la direzione di analisi y:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \leq l_s$$

dove:

e_{0x} è la distanza tra centro delle rigidezze e centro delle masse misurata lungo x che è la direzione ortogonale a quella di analisi considerata;

r_x è la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale e quella laterale in direzione y ("raggio torsionale");

l_s è il raggio di inerzia della massa di impalcato nel piano (la radice quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare delle masse di impalcato nel piano rispetto al baricentro dell'impalcato e la massa totale dell'impalcato).

2.3. Criteri di regolarità in elevazione

In occasione di recenti eventi sismici, gli edifici in c.a. che presentavano distribuzioni irregolari in elevazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche hanno mostrato

una particolare vulnerabilità, con forti incrementi del danno strutturale e non strutturale localizzati in alcuni piani.

Si considerano irregolarità in elevazione tutte le brusche variazioni di massa, rigidezza e resistenza lungo lo sviluppo verticale dell'edificio.

Le variazioni di massa possono essere dovute essenzialmente al cambiamento della pianta architettonica, o per la diversa destinazione d'uso, da un piano all'altro, o anche per la presenza di elementi particolari, quali piscine o giardini pensili.

Brusche variazioni negli elementi strutturali possono condurre ad irregolarità in termini di rigidezza (pilastri o pareti che cambiano sensibilmente dimensioni, o si interrompono, da un piano all'altro), e di resistenza (ad esempio la forte riduzione di armatura nei pilastri nel passare da un ordine all'altro); altre irregolarità possono generarsi per effetto di distribuzioni fortemente variabile lungo l'altezza di elementi di tamponatura non previsti nel calcolo, che possono mancare quasi del tutto in corrispondenza di piani pilotis o con negozi con grandi vetrine.

Tutto ciò può costituire la causa dell'attivarsi di meccanismi di dissipazione sfavorevoli associati ad una concentrazione delle richieste plastiche in poche sezioni e di incrementi, talvolta eccessivi, degli spostamenti di interpiano, indice di danneggiamento sia strutturale che non strutturale.

In più per effetto di queste irregolarità la deformata modale può assumere forme insolite rendendo meno verosimili i risultati dell'analisi statica; ecco perché, in questi casi, molte norme, tra cui anche l'EC8, impongono il ricorso ad analisi modali.

Secondo quanto previsto dall'*EC8 – punto 4.2.3.3*, una struttura, per essere considerata regolare in elevazione, deve soddisfare le seguenti condizioni:

- Tutti i sistemi strutturali resistenti alle azioni orizzontali si devono sviluppare senza interruzioni dalle fondazioni fino alla sommità dell'edificio.
- Piano per piano sia la rigidezza che la massa devono rimanere costanti o ridursi gradualmente dalla base alla sommità.
- Negli edifici intelaiati il rapporto fra la resistenza effettivamente disponibile e quella richiesta dall'analisi non deve variare sproporzionatamente tra piani adiacenti.
- Qualora fossero presenti degli arretramenti si devono applicare le seguenti disposizioni:

- a) nel caso di arretramenti gradualmente che conservino la simmetria assiale, l'arretramento ad un certo piano in una data direzione non deve essere maggiore del 20% della dimensione in pianta del piano precedente nella medesima direzione (Figura 17.a e Figura 17.b);
- b) nel caso di unico arretramento entro il 15% dell'altezza totale del sistema strutturale principale partendo dal basso, esso non deve essere maggiore del 50% della dimensione in pianta del piano precedente nella direzione corrispondente (Figura 17.c). In tal caso, la parte della struttura che cade nel perimetro descritto dagli impalcati dopo l'arretramento deve essere progettata in modo da sopportare almeno il 75% delle forze orizzontali di taglio che si svilupperebbero in tale zona in un analogo edificio senza la base allargata;
- c) nel caso in cui gli arretramenti non conservassero la simmetria, la somma degli arretramenti di tutti i piani in una data direzione non deve essere maggiore del 30% della corrispondente dimensione in pianta del primo piano ed i singoli arretramenti non devono essere superiori al 10% della dimensione in pianta del piano precedente (Figura 17.d).

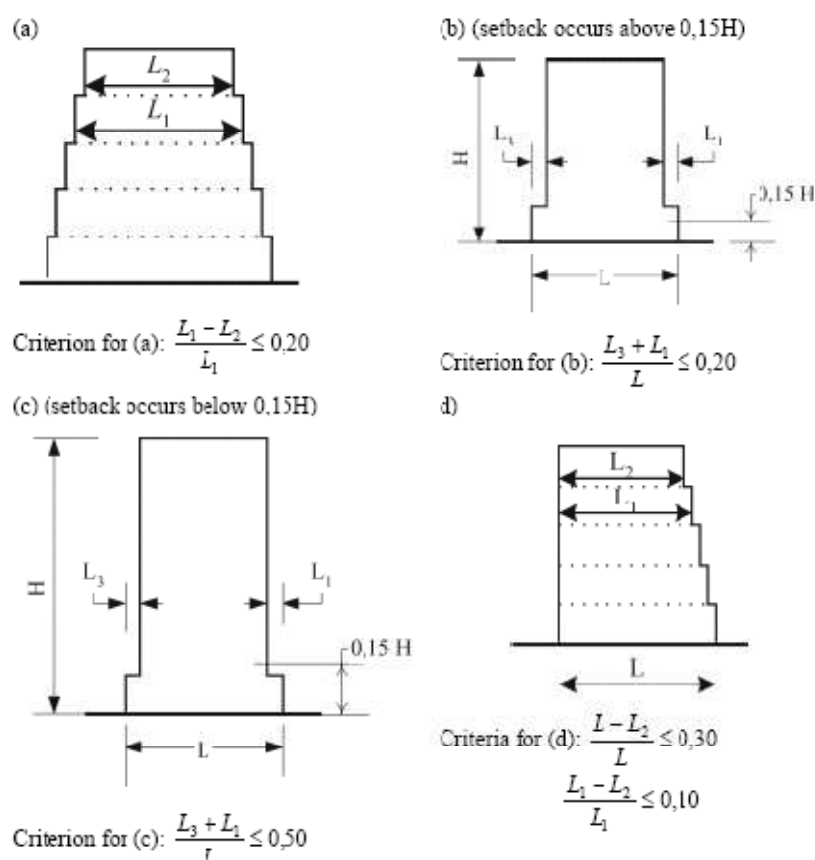


Figura 17 – Criteri di irregolarità in elevazione in edifici con arretramenti

CAPITOLO III - Isolamento alla base per un edificio nuovo con irregolarità in pianta

3.1. Premessa

L'irregolarità in pianta e in elevazione sono spesso causa di maggiore complessità, nonché incertezza, per ciò che riguarda la previsione del comportamento dinamico della struttura. Nell'ambito del progetto di ricerca sono stati studiati diversi casi di edifici pensati ad hoc al fine di accentuare di volta in volta alcune tipologie di irregolarità strutturali. Ciascun caso è stato analizzato sia nella più tradizionale versione di struttura a base fissa che in quella più innovativa di struttura a base isolata.

Ciò allo scopo di evidenziare gli eventuali benefici che si possono trarre da una progettazione con isolamento alla base rispetto ad una progettazione tradizionale a base fissa. Per ciascun edificio analizzato sono state valutate più soluzioni in termini di tipologia di sistema di isolamento, allo scopo di apprezzare i pregi di una tipologia di dispositivi rispetto ad altri a seconda dei singoli casi di studio.

Nel presente lavoro di tesi si riporta nel dettaglio uno dei casi di maggiore interesse. Si tratta di un edificio caratterizzato in un primo momento dalla sola irregolarità in pianta e successivamente anche da quella in elevazione. Si riporta in particolare la soluzione progettuale che prevede il ricorso ad un sistema di isolamento misto (coesistenza di isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento), già descritto in precedenza mettendo in luce i benefici ad esso associati.

Per gli isolatori in gomma armata, sebbene essi presentino in realtà un comportamento fortemente non lineare incrudente, si è assunto, com'è lecito, un modello lineare equivalente, caratterizzato quindi da valori di rigidezza orizzontale e smorzamento viscoso equivalenti.

Le sollecitazioni di progetto derivano dall'applicazione dell'analisi dinamica lineare che le nuove norme (tra cui anche l'EC8) considerano il metodo di analisi di riferimento da dover adoperare in ogni caso.

3.2. Schema architettonico e strutturale

L'edificio analizzato, destinato all'uso di civile abitazione, ha una struttura intelaiata in cui gli elementi portanti sono travi e pilastri in cemento armato; essi definiscono cinque telai piani che si estendono nella direzione X e otto nella direzione Y (Figura 18).

I pilastri sono orientati per il 50% circa in una direzione e per l'altro 50% nella direzione ortogonale ed in modo da centrifugare il più possibile le rigidezze laterali.

La struttura si sviluppa in cinque livelli in elevazione, con altezze di interpiano di 3,20 metri. L'impalcato tipo è realizzato con un solaio latero-cementizio gettato in opera, costituito da file di blocchi forati in laterizio di alleggerimento di larghezza 40 cm e da nervature in cemento armato larghe 10 cm, con sovrastante soletta collaborante di spessore 4 cm. La copertura è realizzata invece con una doppia falda con linea di colmo parallela al lato lungo dell'edificio.

L'accesso ai piani superiori è garantito dalla presenza di un vano scala e di un ascensore; lo schema strutturale della scala è quello di soletta rampante con gradini portati.

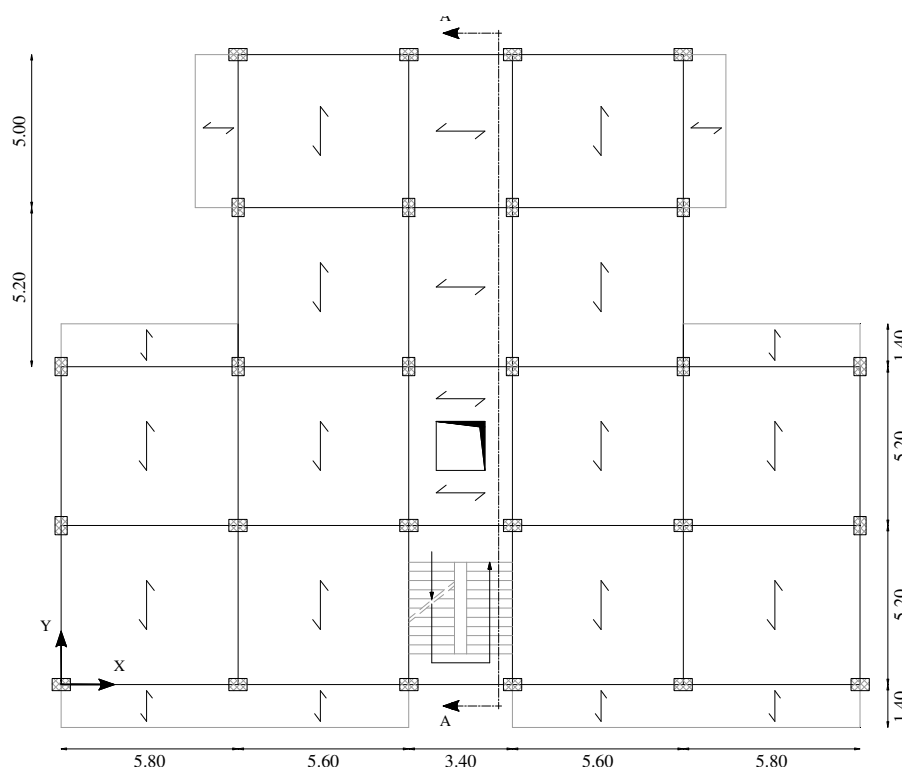
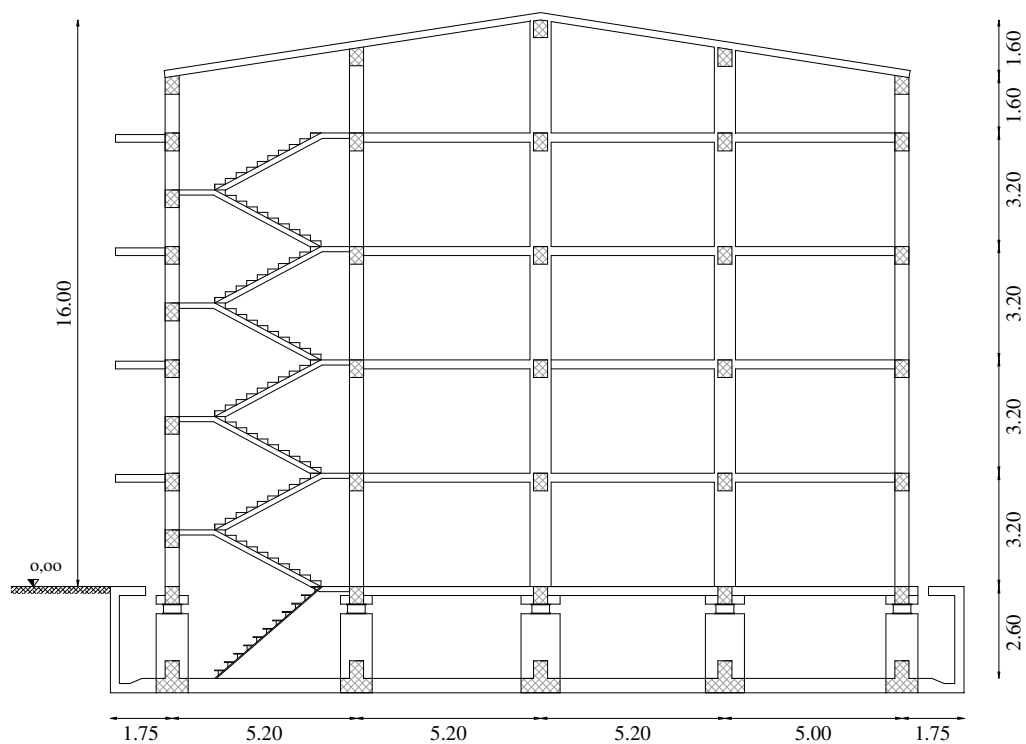
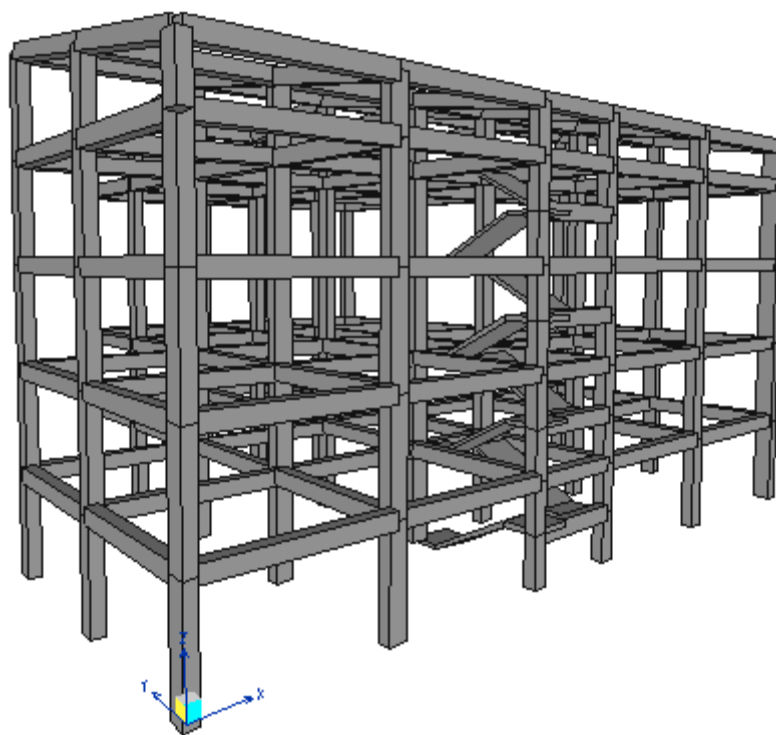


Figura 18 – Pianta di un piano tipo

**Figura 19** – Sezione A-A**Figura 20** – Intelaiatura spaziale (vista sud-ovest)

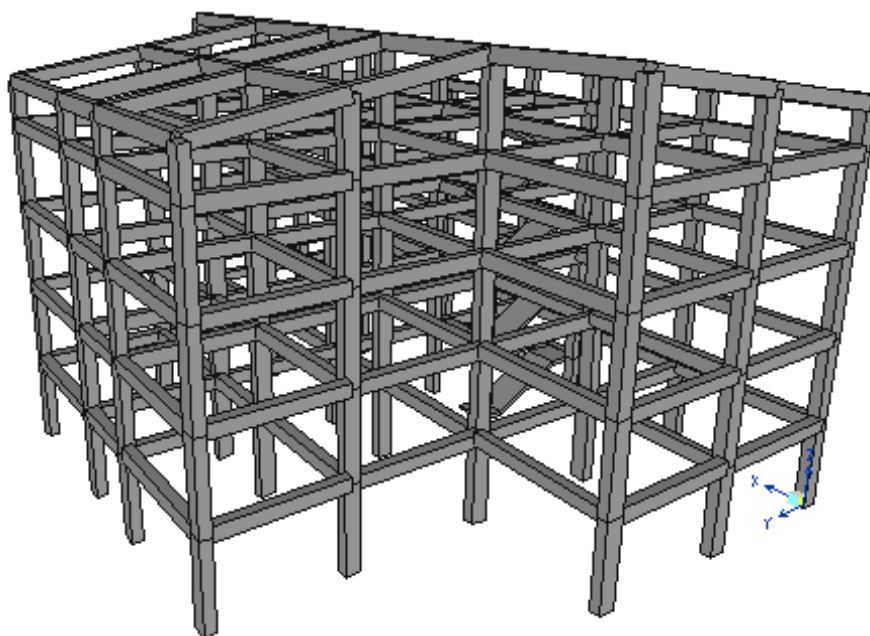


Figura 21 – Intelaiatura spaziale (vista nord-ovest)

Ad ogni piano, compreso l'ultimo, il sottotetto, che è abitabile, si individuano due appartamenti costituiti entrambi da un ingresso, una cucina, un soggiorno, uno studio, due camere da letto e due bagni (Figura 22).

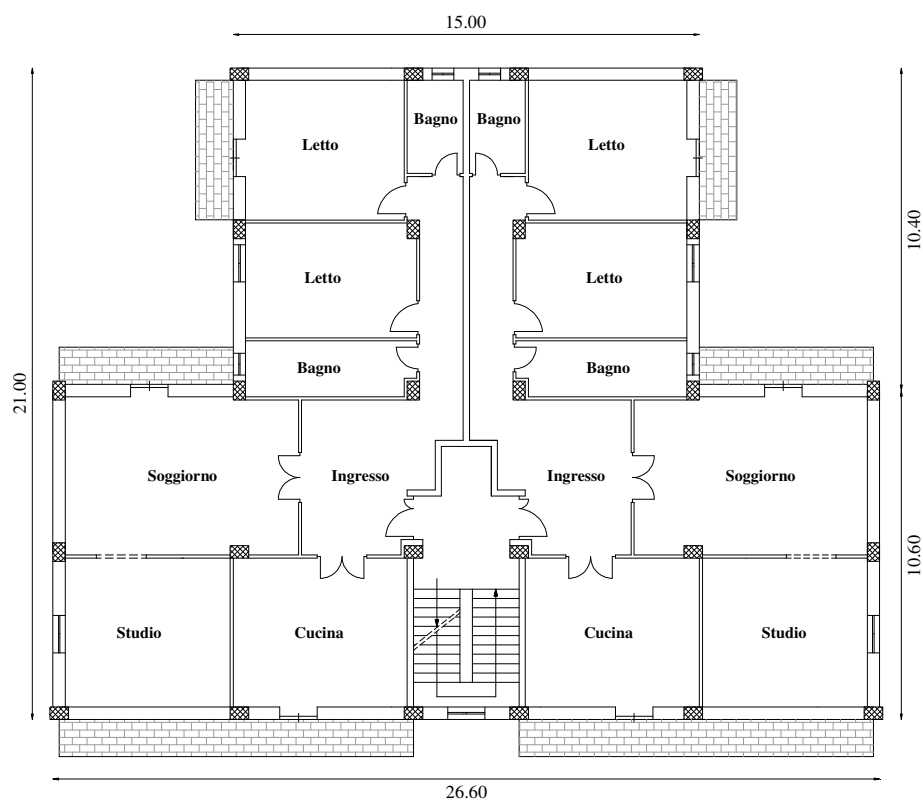


Figura 22 - Schema architettonico di un piano tipo

3.3. Normative di riferimento

Si è scelto di seguire le prescrizioni imposte dagli Eurocodici, ed in particolare dall'EC8, quale futura normativa sismica dei Paesi membri dell'Unione Europea. Le norme di riferimento sono quindi:

- Eurocode 0: “*Basis of structural design*” – “Basi della progettazione strutturale”
- Eurocode 1: “*Actions on structures*” – “Azioni sulle strutture”
- Eurocode 2: “*Design of concrete structures*” – “Progettazione di strutture in c.a.”
- Eurocode 8: “*Design of structures for earthquake resistance*” – “Progettazione di strutture per la protezione sismica”

Va sottolineato come, nel confronto con l'Eurocodice 8, le vigenti norme italiane (Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008) siano più attente ad una serie di aspetti riguardanti sia i diversi metodi di analisi e la relativa applicabilità, sia i diversi tipi di dispositivi che formano un sistema di isolamento e le relative procedure di accettazione e qualificazione. E' per questa ragione che, laddove l'EC8 non è pienamente esaustivo, si è fatto ricorso anche alla norme suddette.

3.4. Materiali utilizzati

La struttura è realizzata in cemento armato, con un calcestruzzo di classe C25/30 e un acciaio in barre B450C con resistenza allo snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N / mm}^2$.

- Calcestruzzo

Il calcestruzzo ha un valore caratteristico della resistenza cilindrica $f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$.

Il valore di calcolo della resistenza è (EC8 – punto 3.1.6):

$$\alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ N / mm}^2$$

Per il modulo elastico E_c si assume in sede di progetto il valore:

$$E_c = 22 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3} = 22 \cdot [33 / 10]^{0,3} = 31500 \text{ N / mm}^2$$

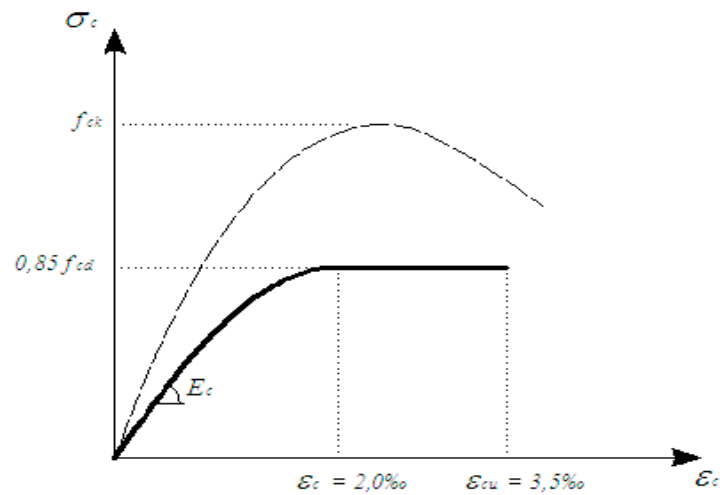


Figura 23 – Diagramma tensioni-deformazioni di progetto del calcestruzzo

- Acciaio

L'acciaio ha un valore caratteristico della tensione di snervamento f_{yk} di 450 N/mm^2 .

Il valore della resistenza da utilizzare nel calcolo è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

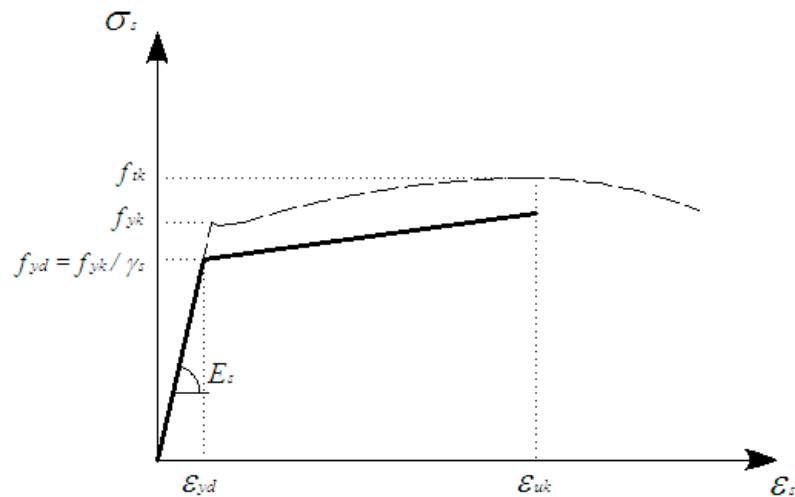


Figura 24 – Diagramma tensioni-deformazioni di progetto per l'acciaio

Il modulo elastico dell'acciaio è assunto pari a:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

3.5. Azione sismica

L'EC8 – punto 3.2.1 rimanda alle Autorità Nazionali il compito di effettuare una classificazione sismica del territorio nazionale. Il parametro di riferimento della pericolosità sismica è l'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido a_{gR} . Tale valore corrisponde ad un evento sismico caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni, o anche una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto l'EC8 – punto 3.2.2.1 fornisce, come modello di riferimento del moto sismico in un determinato punto della superficie del suolo, lo *spettro di risposta elastico*.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è definito dalle seguenti espressioni (EC8 – punto 3.2.2.2):

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \leq 4s & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

$S_e(T)$ è l'accelerazione elastica spettrale;

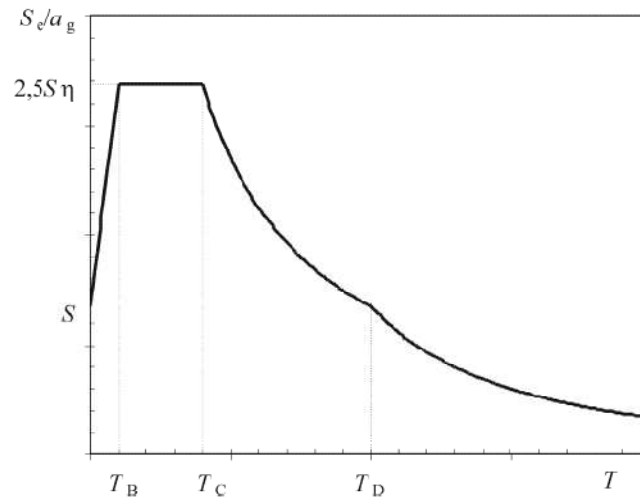
T è il periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un solo grado di libertà;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;

T_B, T_C, T_D sono i valori dei periodi che separano i diversi rami dello spettro;

S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;

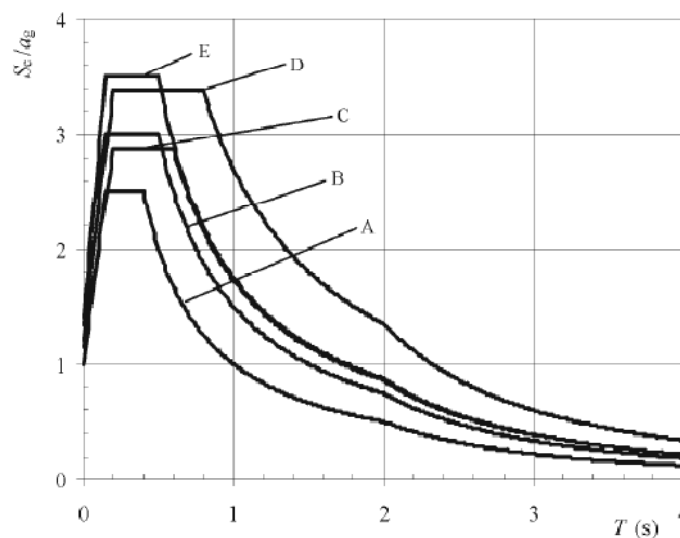
$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$ è il fattore correttivo per valori dello smorzamento viscoso equivalente ξ diversi dal 5% (valore di riferimento per il quale $\eta = 1$).

**Figura 25** - Andamento dello spettro di risposta elastico

I valori dei periodi T_B , T_C , T_D e del fattore S , che descrivono la forma dello spettro, dipendono dal tipo di terreno. Più in dettaglio, l'EC8 definisce due differenti forme spettrali Type 1 e Type 2, per le quali, in funzione delle varie classi di terreno, sono forniti i valori dei parametri caratteristici:

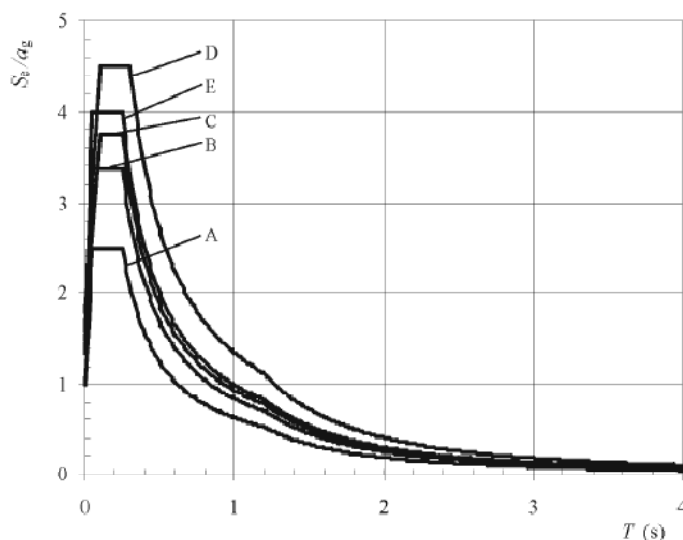
- *Type 1*

<i>Tipo di terreno</i>	S	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabella 1 – Parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico Type 1**Figura 26** – Spettro di risposta elastico Type 1 per i diversi tipi di terreno

- Type 2

<i>Tipo di terreno</i>	<i>S</i>	<i>T_B [sec]</i>	<i>T_C [sec]</i>	<i>T_D [sec]</i>
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tabella 2 - Parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico Type 2**Figura 27 – Spettro di risposta elastico Type 2 per i diversi tipi di terreno**

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento, $S_{De}(T)$, può ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni, usando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Si assume che l'edificio sia ubicato in un sito a cui, secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, compete un valore di $a_g = 0,25 \cdot g$, dove g è l'accelerazione di gravità. Inoltre si ipotizza che il profilo stratigrafico, nell'area in cui si prevede di realizzare l'edificio, sia tale da poter classificare il terreno come suolo di tipo B, ossia *depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di molte decine di metri caratterizzato da un graduale incremento con la*

profondità delle proprietà meccaniche, ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$.

Per edifici isolati alla base l'EC8 – punto 10.7 prescrive che lo spettro di progetto debba essere quello elastico, sia per lo stato limite ultimo che per lo stato limite di danno. Aggiunge però che per le verifiche allo stato limite ultimo le sollecitazioni di calcolo possano essere ridotte attraverso un fattore di struttura non maggiore di 1,5 (EC8 – punto 10.10(5)).

Nel caso in esame si progetta soltanto per una tipologia di spettro, in particolare Type 1, anche se a rigore dovrebbero essere presi in considerazione entrambi.

La normativa prescrive che gli effetti inerziali debbano essere valutati tenendo in conto la presenza di masse associate alla seguente combinazione di azioni (EC8 – punto 3.2.4):

$$G_k + \sum_i (\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i})$$

sommando cioè ai carichi permanenti G_k le azioni variabili Q_k ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile ψ_E (che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma) e che si ottiene moltiplicando ψ_2 (0,3 per la categoria di abitazioni ed aree residenziali) per φ (pari a 1 nel caso di carico in copertura e 0,5 nel caso di carico sugli altri piani).

Nella tabella seguente sono riassunti i pesi e le masse sismiche relative a ciascun impalcato:

<i>livello</i>	<i>Pesi sismici</i> $W \text{ [kN]}$	<i>Masse traslazionali</i> $M \text{ [t]}$	<i>Massa rotazionale</i> $I_p = M \cdot \rho^2 \text{ [t} \cdot \text{m}^2]$
Base	3581	365	31500
1°	4394	448	38662
2°	4394	448	38662
3°	4394	448	38662
4°	4394	448	38662
5°	3381	345	29774

Tabella 3 – Valori dei pesi e delle masse sismiche per i vari impalcati

3.6. Scelta della tipologia e dimensionamento del sistema di isolamento

Sintetizzando quanto ampiamente illustrato nel Capitolo I, l'isolamento sismico consiste nell'inserimento nella struttura di opportuni dispositivi - detti isolatori - che grazie alla loro ridotta rigidezza orizzontale ne modificano le caratteristiche dinamiche, in particolare aumentandone il periodo proprio, riducendo così fortemente l'energia trasmessa dal terremoto alla struttura (energia di ingresso). Negli edifici gli isolatori sono generalmente inseriti alla base (per questo si parla di isolamento alla base); la struttura al di sopra degli isolatori (sovrastuttura) si comporta essenzialmente come un corpo rigido, e quindi sia gli spostamenti di interpiano, che le accelerazioni, sono fortemente ridotti rispetto a quelli di un edificio tradizionale progettato a base fissa.

La fase di progettazione del sistema di isolamento prevede innanzitutto la scelta della tipologia di isolatori da adottare ed in secondo luogo la definizione delle caratteristiche di rigidezza e capacità dissipativa del sistema di isolamento. Nel caso in esame si è scelto di utilizzare isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB – High Damping Rubber Bearings). Dal punto di vista operativo, nell'ottica di eseguire delle analisi lineari, il dimensionamento del sistema di isolamento consiste nel fissare un valore del periodo ed uno per lo smorzamento viscoso equivalente, che determinino una significativa riduzione dell'accelerazione spettrale sulla struttura (rispetto a una struttura progettata in modo tradizionale ossia a base fissa) e che diano luogo, allo stesso tempo, a spostamenti contenuti (di solito non superiori a 25÷30 cm). Affinché si abbiano benefici consistenti, l'esperienza suggerisce di adottare un valore del periodo fondamentale della struttura isolata variabile tra 3 e 5 volte quello della struttura a base fissa.

In funzione poi del periodo ne conseguono le caratteristiche di rigidezza del sistema di isolamento nel suo insieme e quelle dei singoli isolatori.

Allo scopo di ridurre significativamente l'energia in ingresso trasmessa dal sisma, sono stati operati dei confronti in termini di taglio alla base, derivanti da un'ipotetica analisi statica lineare, tra struttura a base fissa e struttura a base isolata.

Per la struttura a base fissa, progettata in classe di duttilità media (DCM), si utilizza lo spettro di progetto allo SLU. L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ si ottiene quindi dallo spettro di risposta elastico, riducendo le ordinate attraverso il fattore q , che consente di

tener conto delle capacità dissipative in campo plastico della struttura (*EC8 – punto 3.2.2.5*):

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Il fattore di struttura q (*EC8 – punto 5.2.2.2*) si ricava, in funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in pianta ed in elevazione, dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_W$$

dove:

q_0 è legato alla tipologia strutturale ed alla regolarità in elevazione (per edifici irregolari in elevazione va ridotto del 20%)

K_W dipende dalla modalità prevalente di collasso (per strutture a telaio assume valore unitario)

Per edifici con struttura intelaiata in DCM, q_0 viene determinato con la seguente espressione:

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

in cui:

α_u è il moltiplicatore delle forze sismiche a collasso (tale da formare un cinematisimo)

α_1 è il moltiplicatore delle forze sismiche corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica.

La norma prevede che in mancanza di calcoli più accurati (analisi statica non lineare - pushover) si possa assumere $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$. Per strutture irregolari in pianta, come quella in esame, si utilizza un valore che sia quello medio tra 1,0 e 1,3, ossia 1,15.

Per la struttura in questione si ottiene quindi il seguente valore del fattore di struttura:

$$q = 3,0 \cdot 1,15 \cdot 1,0 = 3,45$$

Il periodo proprio di vibrazione della struttura a base fissa è stato valutato con la formula approssimata riportata nell'*EC8 – punto 4.3.3.2.2*:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

dove:

C_t per edifici a telaio in cemento armato vale 0,075;

H è l'altezza dell'edificio in metri a partire dal piano di fondazione.

Calcolando il primo periodo di vibrazione in questo modo, si ottiene:

$$T_1 = 0,075 \cdot 16^{3/4} = 0,6 \text{ sec}$$

Il valore del taglio alla base è calcolato quindi con la seguente espressione (*EC8 – punto 4.3.3.2.2*):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$$

essendo:

M la massa totale della struttura dal primo livello alla copertura;

λ un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha più di due piani e se $T_1 < 2 T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi.

Per la struttura isolata alla base lo spettro di progetto da considerare è quello elastico.

In fase di verifica però la norma (*EC8 – punto 10.10*) consente di fare riferimento a sollecitazioni di calcolo ridotte attraverso un fattore di struttura non maggiore di 1,5. Di conseguenza i valori del taglio alla base riportati di seguito e riferiti alla struttura isolata alla base sono divisi per un fattore $q = 1,5$.

Più in dettaglio, nel caso di struttura isolata alla base, sono state esaminate quattro diverse situazioni caratterizzate da due valori del periodo, $T_{is} = 2,0 \text{ sec}$ e $T_{is} = 2,5 \text{ sec}$, e da due valori dello smorzamento viscoso equivalente, $\xi = 10\%$ e $\xi = 16\%$.

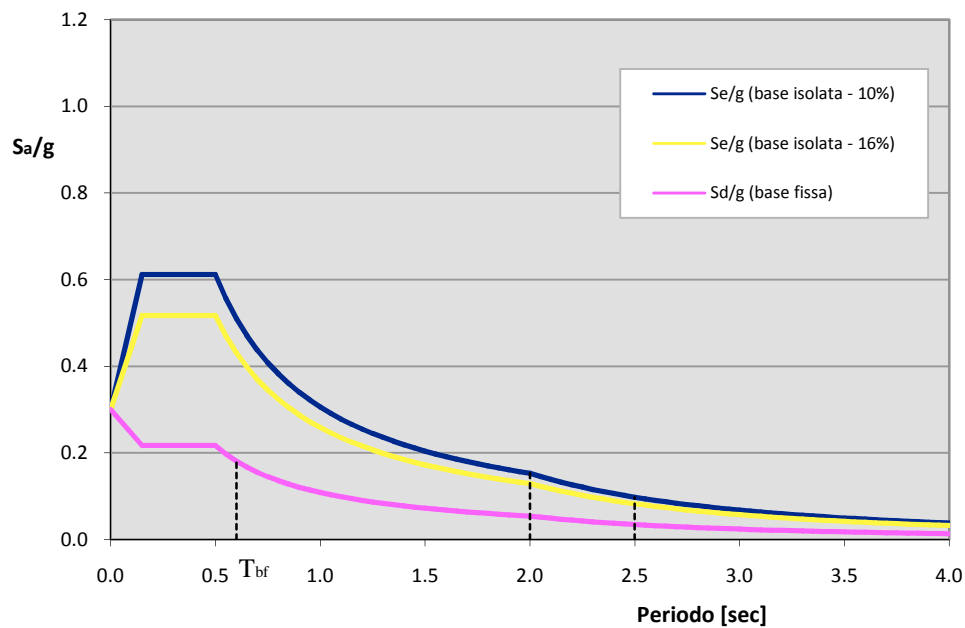


Figura 28 – Spettri di progetto allo SLU in termini di accelerazione ($a_g = 0.25$ g – suolo B)

Nella seguente tabella sono riportati i dati relativi ai diversi casi analizzati:

<i>Caso</i>	<i>Tipologia</i>	<i>Periodo T [sec]</i>	<i>Smorzamento ξ [%]</i>	<i>Taglio alla base F_b [kN]</i>	$F_{b,isolata} / F_{b,fissa}$	<i>Riduzione di F_b</i>
1	Base Fissa	0,6	5	3260	-	-
2	Base Isolata	2,0	10	2161	0,66	34 %
3	Base Isolata	2,0	16	1826	0,56	44 %
4	Base Isolata	2,5	10	1383	0,42	58 %
5	Base Isolata	2,5	16	1169	0,36	64 %

Un confronto analogo può essere condotto anche in termini di accelerazioni spettrali. A tale riguardo in Figura 29 sono espressi, al variare del periodo del sistema di isolamento, e per due differenti valori dello smorzamento viscoso equivalente ($\xi = 10\%$ e $\xi = 16\%$), i rapporti tra le accelerazioni spettrali di progetto allo SLU di struttura a base isolata e a base fissa. Tali rapporti sono interpretabili anche come rapporti tra le risultanti delle forze sismiche di progetto, e pertanto forniscono una misura dei possibili risparmi ottenibili nella costruzione della struttura e delle fondazioni con l'adozione dell'isolamento sismico. È ovvio che tali risparmi andranno a compensare, in parte o in tutto, i maggiori costi di costruzione determinati dai dispositivi di isolamento, dai giunti e da altri dettagli strutturali necessari all'introduzione dell'isolamento sismico [Dolce].

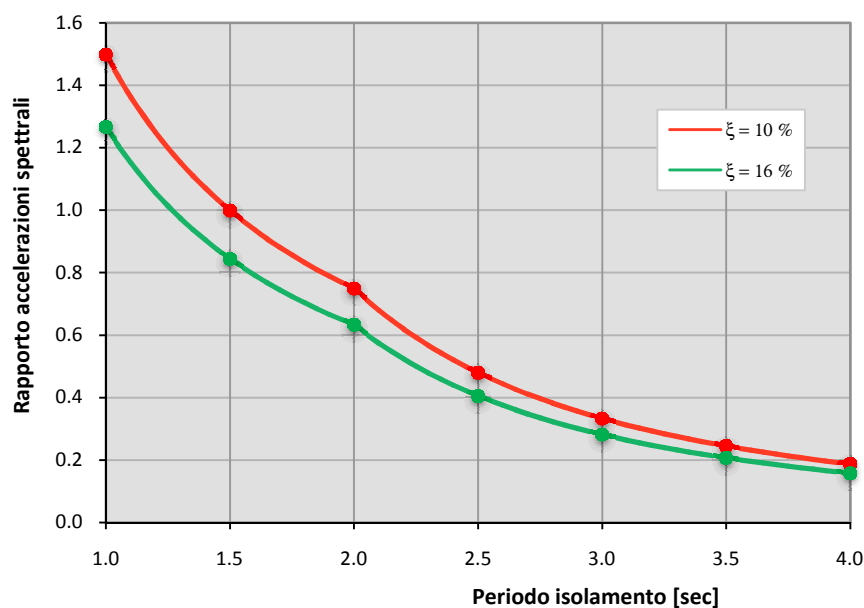


Figura 29 – Rapporti tra accelerazioni spettrali allo SLU di struttura a base isolata e a base fissa

Ai fini del dimensionamento del sistema di isolamento, particolarmente utile è la rappresentazione *ADRS* (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*) dello spettro elastico. Tale rappresentazione, alternativa a quella più usuale nel piano periodo (o frequenza) – pseudoaccelerazione (o spostamento), vede lo spostamento massimo in ascissa e la (pseudo)accelerazione massima in ordinata. Le rette per l'origine risultano inclinate di un angolo θ legato al periodo di vibrazione attraverso la seguente espressione:

$$\operatorname{tg}(\theta) = \frac{S_a}{S_d} = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2}$$

Il formato ADRS consente di individuare immediatamente, su un unico grafico, le grandezze fondamentali per la progettazione di una struttura isolata. In Figura 30 è riportato lo spettro in tale formato per la zona sismica 2 e per un suolo di fondazione di tipo B. Nel diagramma sono inoltre riportate le curve degli spettri per diversi valori dello smorzamento. Fissato il periodo obiettivo della struttura isolata, ci si posiziona, sulla retta inclinata ad esso relativa, in corrispondenza del punto di intersezione con la curva relativa allo smorzamento considerato. È allora immediato leggere in tale punto il massimo spostamento del centro delle rigidzze degli isolatori in ascissa e la massima accelerazione elastica in ordinata.

I valori dei massimi spostamenti elastici devono essere amplificati del 20%, nel rispetto delle indicazioni dell'EC8 – punto 10.3, ai fini di assicurare una maggiore affidabilità alla progettazione dell'isolamento.

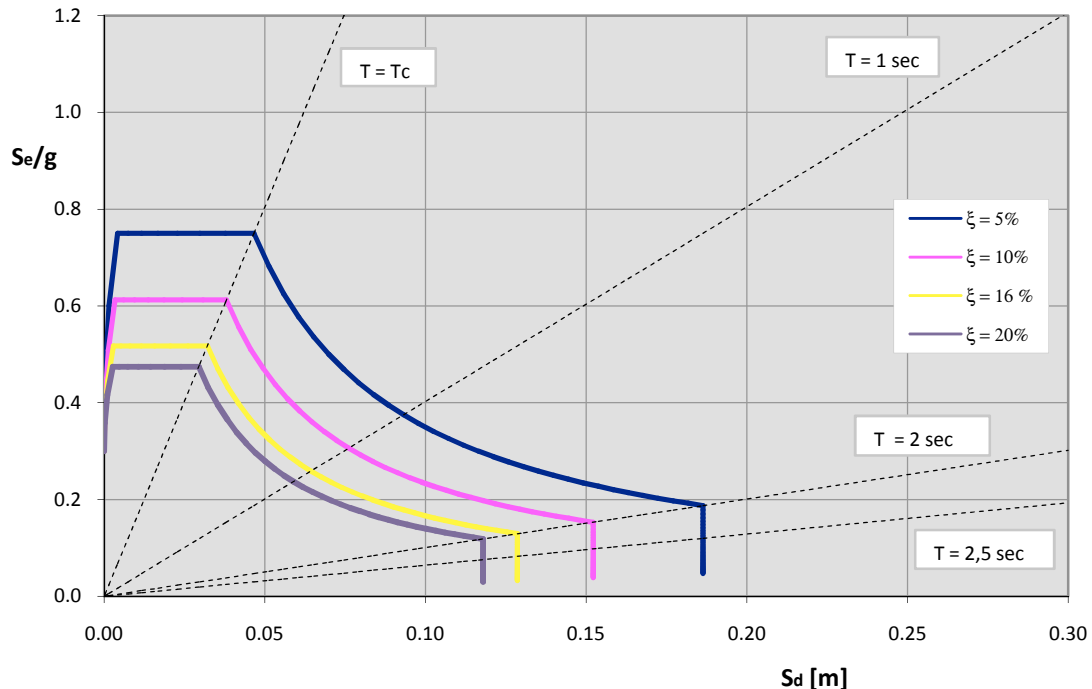


Figura 30 – Spettri elastici in formato ADRS per $a_g = 0,25 \cdot g$ e suolo di tipo B

In realtà questi valori degli spostamenti non tengono conto né della contemporaneità delle componenti dell'azione sismica nelle due direzioni, né degli effetti torsionali, dovuti per lo più alle eccentricità accidentali, che possono incrementare in maniera non trascurabile gli spostamenti di progetto e, in particolar modo, quelli degli elementi più periferici. Per tale ragione nel seguito, ai fini della scelta degli isolatori, si è scelto di amplificare cautelativamente gli spostamenti di progetto di un ulteriore 20÷30%, quindi in totale di circa il 50%.

In Figura 31 è rappresentato lo spettro di progetto in termini di spostamento in cui le ordinate sono state amplificate secondo quanto appena esposto.

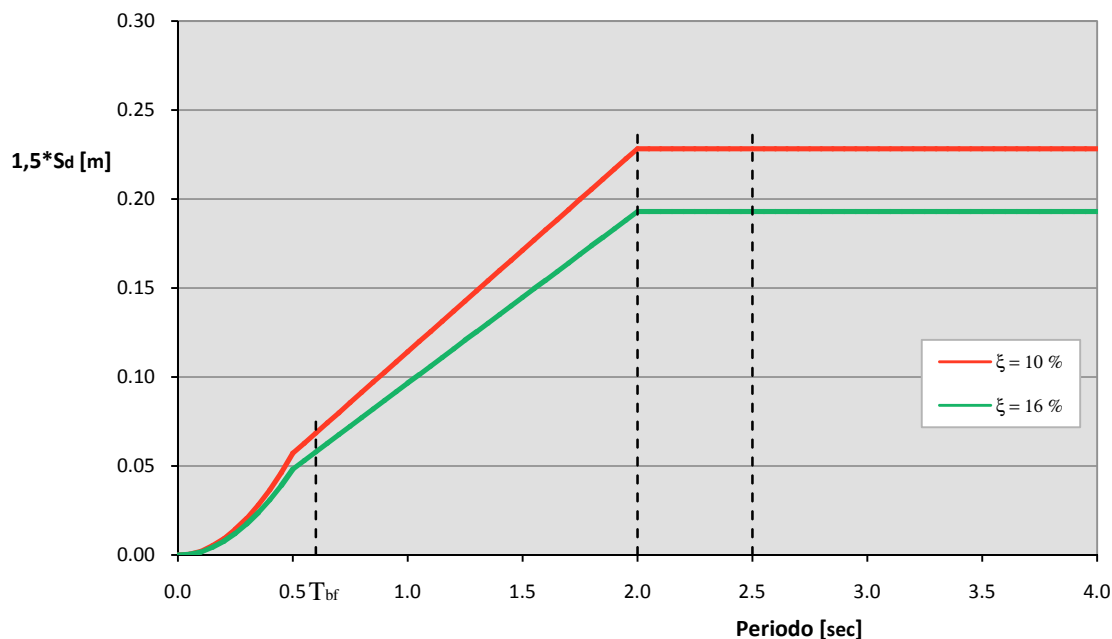


Figura 31 – Spettri di progetto allo SLU in termini di spostamento ($a_g = 0,25 \cdot g$ – suolo B)

In tabella sono esplicitati i valori numerici per i quattro casi di struttura a base isolata considerati:

<i>Caso</i>	<i>Tipologia</i>	<i>Periodo T [sec]</i>	<i>Smorzamento ξ [%]</i>	<i>Accelerazione S_e/g</i>	<i>Spostamento S_d [mm]</i>	<i>Spост. di progetto 1,5*S_d [mm]</i>
2	Base Isolata	2,0	10	0,15	152	228
3	Base Isolata	2,0	16	0,13	129	194
4	Base Isolata	2,5	10	0,10	152	228
5	Base Isolata	2,5	16	0,08	129	194

Sulla base dei confronti effettuati, la scelta della coppia di valori T_{is} e ξ non può che essere dettata dalla ricerca di un giusto compromesso tra la riduzione delle accelerazioni sismiche sulla struttura ed il controllo sul corrispondente aumento degli spostamenti.

I valori $T_{is} = 2,5$ sec e $\xi = 10\%$ sembrano rappresentare la soluzione più razionale per l'edificio in esame.

Assumendo che la struttura isolata sia assimilabile ad un oscillatore semplice (ipotesi valida a condizione che il suo periodo sia almeno 3 volte maggiore di quello della struttura a base fissa), è possibile ricavare la rigidezza orizzontale complessiva del sistema di isolamento K_{eff} come (EC8 – punto 10.9.3(1)):

$$K_{eff} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot M = \left(\frac{2\pi}{2,5} \right)^2 \cdot 2528 = 15952 \text{ kN / m} = 15,952 \text{ kN / mm}$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura.

Nota la rigidezza orizzontale complessiva del sistema di isolamento si procede con la determinazione di quelle dei singoli isolatori. A tal riguardo è possibile indirizzarsi verso uno dei due seguenti approcci:

- *approccio rigoroso*
- *approccio semplificato*

Il primo scaturisce dall'esigenza di minimizzare l'eccentricità tra proiezione sul piano di base del centro di massa ed il centro di rigidezza del sistema di isolamento. Esso consiste nell'imporre a ciascun isolatore una rigidezza orizzontale equivalente (rigidezza secante) proporzionale alla massa gravante su di esso.

Tale approccio però presenta due inconvenienti: in primo luogo, così facendo ne risulterebbero, a meno di situazioni di simmetria, un numero di tipologie di isolatori pari al numero di pilastri (in realtà questo problema potrebbe essere risolto uniformando le rigidezze allo scopo di utilizzare al più 2-3 differenti tipi di isolatori, a condizione di riuscire ad ottenere modi di vibrare della struttura isolata il più possibile disaccoppiabili cioè tali che si possa parlare di modi di vibrazione puri); in seconda battuta, poiché gli isolatori più periferici sono quelli meno caricati, ad essi verrebbero attribuite rigidezze minori con conseguente riduzione globale della rigidezza torsionale del sistema.

L'approccio semplificato, invece (che poi è quello adottato nel caso in esame), consiste nell'utilizzare la seguente relazione:

$$K_{eff} = n_{isolatori} \cdot k_{eff,i}$$

per poi fissare il numero di isolatori elastomerici e ricavare la rigidezza di ciascuno di essi o, viceversa, fissare la rigidezza da voler utilizzare e dedurre così il numero di isolatori.

Successivamente, qualora ve ne sia la necessità, è opportuno sostituire alcuni isolatori periferici con altri aventi rigidezza maggiore, in modo da aumentare la rigidezza torsionale del sistema ed ottenere un comportamento dinamico ottimale, ossia i primi due modi di vibrare puramente traslazionali e il terzo puramente rotazionale.

Non è superfluo precisare che questa è soltanto una fase di dimensionamento di massima degli isolatori e che quello definitivo avviene poi a valle delle verifiche, effettuate una volta noti i reali spostamenti di progetto e lo sforzo normale relativo a ciascun isolatore.

Il dimensionamento vero e proprio dell'isolatore, inteso come definizione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà meccaniche più appropriate può avvenire in due modi:

- *dimensionamento dettagliato*, attraverso un processo iterativo di progetto-verifica, sulla base di una serie di condizioni da rispettare (deducibili direttamente dalle norme – OPCM 3274).

I parametri di progetto più importanti che influenzano il dimensionamento degli isolatori elastomerici sono dati dalle seguenti relazioni:

$$k_{eff,i} = \frac{G_{din} \cdot A}{t_e} \quad (\text{rigidezza orizzontale dell'isolatore})$$

$$k_{v,i} = \frac{E_c \cdot A'}{t_e} \quad (\text{rigidezza verticale dell'isolatore})$$

dove:

A è l'area della superficie dello strato di elastomero priva degli eventuali fori;

A' è la superficie comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

t_e è la somma degli spessori dei singoli strati di elastomero;

G_{din} è il modulo di elasticità tangenziale della gomma;

E_c è il modulo di compressibilità assiale.

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore si definiscono un fattore di forma primario S_1 ed un fattore di forma secondario S_2 ; la norma impone dei limiti sui valori di tali fattori quali:

$$S_1 = A' / L \geq 12 \quad (\text{per limitare la deformabilità verticale dell'isolatore})$$

$$S_2 = D / t_e \geq 3 \quad (\text{per limitare il rischio di instabilità dell'isolatore})$$

dove:

L è la superficie laterale libera del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

D dimensione in pianta della piastra d'acciaio in direzione parallela all'azione sismica orizzontale;

Per i valori del modulo di elasticità tangenziale G_{din} la norma impone che sia:

$$0,35 MPa \leq G_{din} = t_e \cdot k_{eff,i} / A \leq 1,4 MPa$$

E' opportuno assumere un valore di G_{din} pari a 0,35 MPa (mescola "morbida") se i carichi gravanti sul singolo isolatore sono modesti, in relazione ai bassi valori di rigidità orizzontale da conseguire, oppure un valore di G_{din} pari a 1.4 MPa (mescola "dura") se i carichi gravanti sul singolo isolatore sono più consistenti.

Si riporta di seguito la procedura di dimensionamento di un isolatore circolare in cui è possibile assumere per i fattori di forma primario e secondario i valori limite proposti dalla norma:

Calcolo di D

Si sostituisce l'espressione di t_e ricavata da:

$$S_2 = \frac{D}{t_e} \Rightarrow t_e = \frac{D}{S_2}$$

in quella della rigidità orizzontale dell'isolatore, ottenendo:

$$k_{eff,i} = \frac{G_{din} \cdot A}{t_e} = \frac{\pi}{4} \cdot G_{din} \cdot D \cdot S_2 \Rightarrow D = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{k_{eff,i}}{G_{din} \cdot S_2}$$

Calcolo dello spessore del singolo strato di elastomero

Dall'espressione del fattore di forma primario si ricava:

$$S_1 = \frac{A'}{L} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{D^2}{\pi \cdot D \cdot t_i} = \frac{D}{4 \cdot t_i} \Rightarrow t_i = \frac{D}{4 \cdot S_1}$$

Calcolo del numero di strati di elastomero

$$t_e = n \cdot t_i = \frac{D}{S_2} \Rightarrow n = \frac{D}{t_i \cdot S_2}$$

Calcolo dello spessore totale di elastomero

$$t_e = n \cdot t_i$$

Infine occorre assegnare lo spessore della singola piastra d'acciaio (t_s), così da poter definire l'altezza totale dell'isolatore (H). IL valore di (t_s) deve essere tale da rendere soddisfatta la verifica di resistenza: $\sigma_s \leq f_{yk}$.

- *dimensionamento “a catalogo”* in cui tale processo di ottimizzazione è realizzato dai produttori di dispositivi che forniscono prodotti con predefinite caratteristiche di progetto.

Nel presente elaborato di tesi, si è optato per questa seconda procedura. Per la scelta delle caratteristiche degli isolatori, infatti, si è fatto riferimento al catalogo dell'azienda produttrice di isolatori HDRB “*Algasism*”. Essa propone tre tipologie di isolatori sintetizzate nella seguente tabella:

<i>Tipologia</i>	<i>Sigla</i>	<i>Smorzamento viscoso equivalente ξ [%]</i>	<i>Modulo di taglio G [N/mm²]</i>
Isolatori a miscela morbida	HDS	10	0,4
Isolatori a miscela normale	HDN	10	0,8
Isolatori a miscela dura	HDH	16	1,4

La scelta degli isolatori deve essere motivata in ragione non solo dei valori di rigidezza, smorzamento viscoso equivalente, ma anche del carico verticale massimo e spostamento massimo sostenibili dal dispositivo.

Si sono analizzati due diversi scenari: il primo prevede l'utilizzo di isolatori elastomerici sotto tutti i pilastri (in particolare si opta per utilizzare due diverse tipologie di isolatori elastomerici); il secondo è un sistema misto che prevede l'accoppiamento di isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento.

Per ciò che concerne la rigidezza verticale, si assume che essa sia circa 800 volte maggiore di quella in direzione orizzontale.

<i>Caso</i>	<i>Tipologia</i>	<i>N° di pilastri</i>	<i>N° di isolatori elastomerici</i>	<i>K_{eff} totale [kN/mm]</i>	<i>k_{eff} singolo isolatore [kN/mm]</i>
a)	Isolatori elastomerici	26	26	15,952	0,614
b)	Sistema misto	26	12	15,952	1,331

In ogni caso, le dimensioni, il numero e la disposizione in pianta dei singoli isolatori sono stati definiti in modo tale da minimizzare la distanza tra il centro di rigidezza alla traslazione degli isolatori e la proiezione sul piano degli isolatori del centro di gravità dell'intero edificio (*EC8 – punto 10.9.3(2)*), così da ridurre il più possibile l'insorgere di effetti torsionali sulla risposta dinamica della struttura isolata.

Di seguito sono riportati, nelle tabelle, le caratteristiche degli isolatori adottati e, nelle figure, lo schema della disposizione in pianta dei dispositivi di isolamento, in riferimento singolarmente al caso a) di soli isolatori elastomerici e b) di sistema misto:

- caso a)

<i>Sigla</i>	<i>Carico verticale max [kN]</i>	<i>Spostamento max [mm]</i>	<i>Rigidezza orizzontale ($\gamma = 100\%$) [kN/mm]</i>	<i>Diametro D [mm]</i>	<i>Altezza H [mm]</i>	<i>Base B [mm]</i>	<i>Spessore totale gomma T_e [mm]</i>
HDS.A 500	1750	179	0,61	500	243	580	128

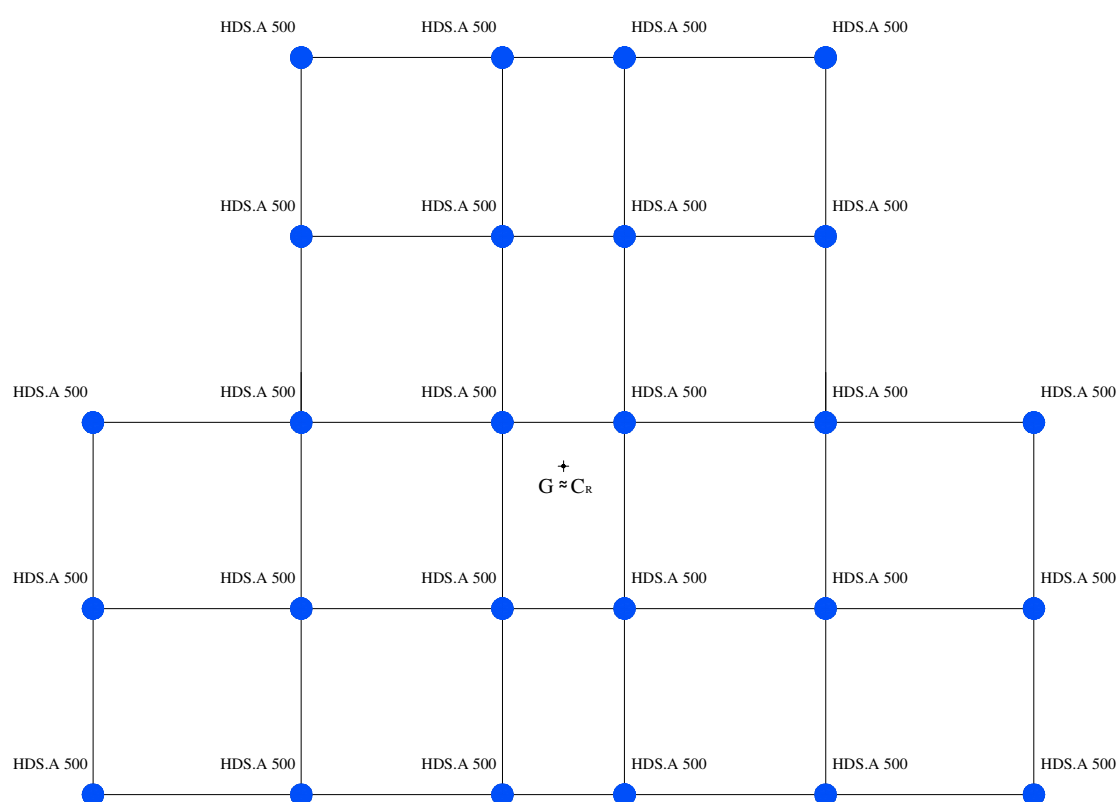


Figura 32 - Disposizione in pianta dei dispositivi di isolamento (caso a)

- caso b)

<i>Sigla</i>	<i>Carico verticale max [kN]</i>	<i>Spostamento max [mm]</i>	<i>Rigidezza orizzontale ($\gamma = 100\%$) [kN/mm]</i>	<i>Diametro D [mm]</i>	<i>Altezza H [mm]</i>	<i>Base B [mm]</i>	<i>Spessore totale gomma T_e [mm]</i>
HDN.E 500	2200	250	1,23	500	263	550	128

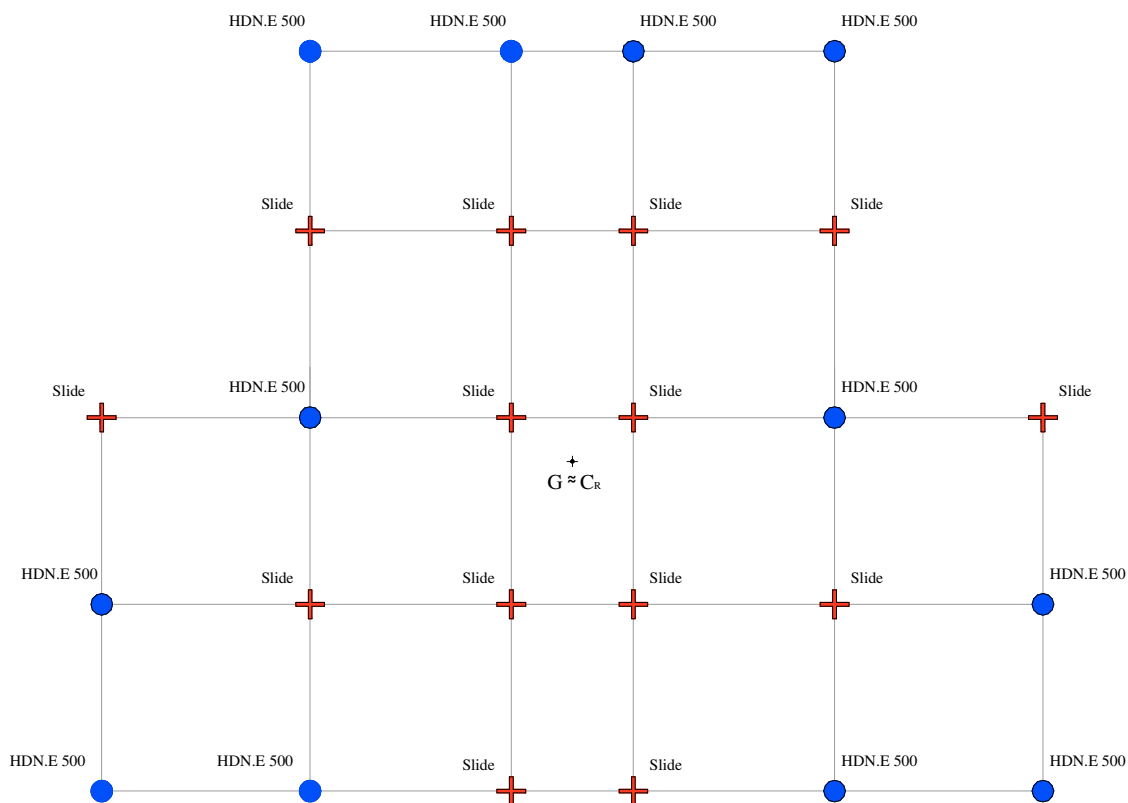
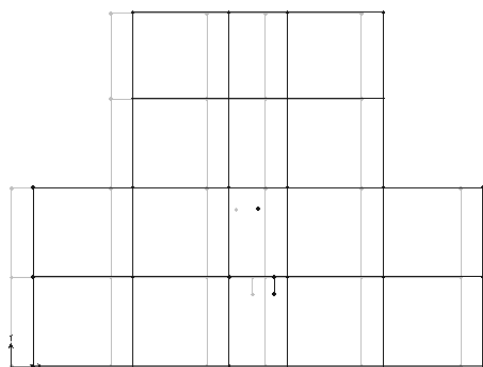
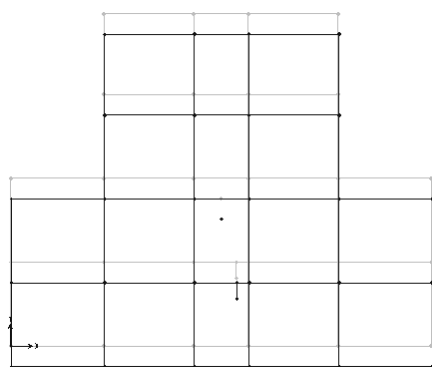
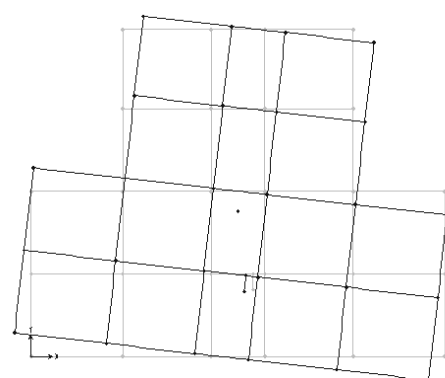
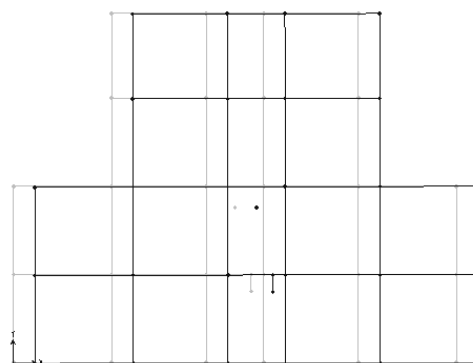
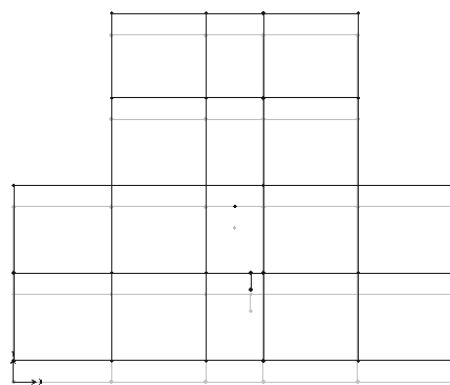
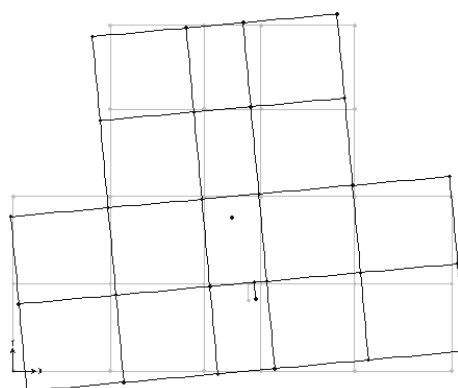


Figura 33 - Disposizione in pianta dei dispositivi di isolamento (caso b)

L'analisi modale della struttura isolata ha evidenziato come, calibrando opportunamente le rigidezze e la posizione dei diversi dispositivi di isolamento, si riesca ad ottenere, in entrambi i casi a) e b), un comportamento dinamico ottimale con quasi totale disaccoppiamento dei modi di vibrazione. Di seguito si riportano i primi tre modi riferiti ai due casi descritti.

a) Struttura con soli isolatori elastomerici**1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*** $T=2.55$ sec; $M_x=99.8\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=0.0\%$ **2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*** $T=2.54$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=99.9\%$; $R_z=0.0\%$ **3° modo di vibrazione: *Torsionale*** $T=2.24$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=99.7\%$ **b) Struttura isolata con sistema misto****1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*** $T=2.64$ sec; $M_x=99.7\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=0.0\%$ **2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*** $T=2.63$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=99.9\%$; $R_z=0.0\%$ **3° modo di vibrazione: *Torsionale*** $T=1.96$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=99.7\%$

In virtù di tale considerazione la scelta di progetto del sistema di isolamento è ricaduta sul sistema misto rappresentato dal caso b) in quanto, a fronte di un comportamento dinamico della struttura isolata praticamente analogo nei due casi analizzati, quest'ultima configurazione presenta interessanti vantaggi sia tecnici che economici. Oltre al risparmio di un certo numero di isolatori elastomerici sostituiti con quelli a scorrimento (meno costosi), essa permette di ottenere sistemi a bassa rigidezza (lungo periodo), con notevoli abbattimenti degli effetti del sisma, anche quando la massa strutturale competente a ciascun isolatore è limitata, e buone capacità rincentranti, senza l'utilizzazione di dispositivi ausiliari.

In più, per il caso in esame, gli spostamenti di progetto sarebbero stati troppo elevati per le tipologie di isolatori adottati nel caso a). L'utilizzo di dispositivi con rigidezze più elevate, avrebbe sì reso compatibili gli spostamenti massimi sostenibili dall'isolatore con quelli di progetto, ma avrebbe anche ridotto eccessivamente il valore del periodo della struttura isolata (rispetto al valore obiettivo di 2,5 sec), con conseguente perdita dei benefici legati alla riduzione del taglio alla base.

3.7. Modellazione della struttura

Allo scopo di eseguire non solo un calcolo delle sollecitazioni di progetto sugli elementi strutturali, ma anche di poter operare opportuni confronti tra struttura a base fissa e struttura a base isolata, per ognuna di esse è stato realizzato un diverso modello.

L'irregolarità in pianta della struttura impone la definizione di un modello spaziale, che comunque è quello attualmente adoperato in ogni caso, essendo in commercio programmi in grado di implementare agevolmente una struttura tridimensionale.

Il software utilizzato per la risoluzione del telaio spaziale è il “*Sap2000 NonLinear*”.

Poiché per la struttura in esame si prevede di eseguire delle analisi di tipo lineari (in particolare *analisi dinamica modale con spettro di risposta*), il modello dell'edificio è a comportamento elastico lineare (*EC8 – punto 4.3.3.1(2)*).

Il sistema resistente nei confronti dei carichi verticali e laterali è costituito da un telaio spaziale di travi e pilastri, modellati come elementi monodimensionali rettilinei (*beam*).

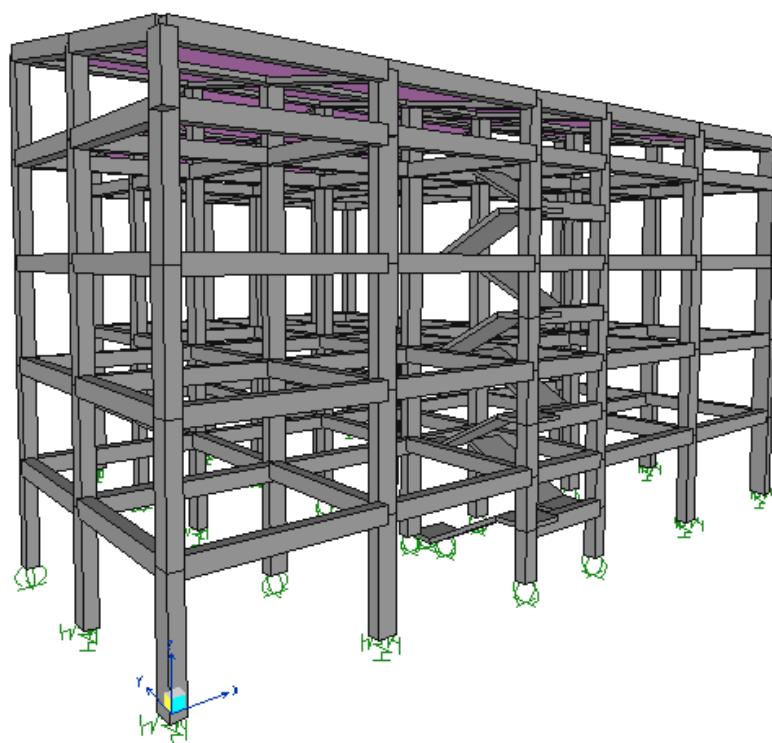


Figura 34 – Modello tridimensionale della struttura

Anche la scala a soletta rampante viene modellata con elementi monodimensionali, collegati alle travi del vano scala e, da esse, ai pilastri adiacenti.

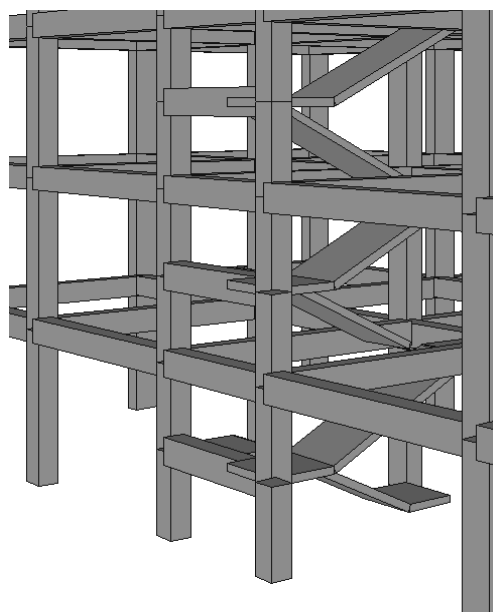


Figura 35 – Particolare della modellazione della scala

La presenza di solai latero-cementizi, consente di assumere ragionevolmente l'ipotesi di impalcati infinitamente (sufficientemente) rigidi nel proprio piano, il che consente di ridistribuire le forze orizzontali proporzionalmente alle rigidezze degli elementi ; ai nodi di ciascun impalcato e di ciascun pianerottolo viene quindi assegnato un vincolo interno di tipo “*diaphragm*” che costringe i punti stessi a muoversi in maniera coerente con l'ipotesi di diaframma rigido, mantenendo quindi inalterate le distanze relative tra essi. Mentre però, per gli impalcati orizzontali, l'assegnazione del vincolo *diaphragm* è la strada più agevole ed immediata da intraprendere, nel caso della copertura, ossia di falde inclinate, esistono diverse strategie, che se ben applicate, conducono a risultati equivalenti in termini di simulazione del comportamento della struttura reale. Le più usuali possono sintetizzarsi in:

- assegnazione di un vincolo *diaphragm* inclinato differente per ciascuna falda;
- inserimento di bielle rigide controventanti all' interno di ciascuna maglia della copertura a falde;
- modellazione delle falde inclinate con l'utilizzo di elementi a stato di sforzo piano (elementi *shell* con comportamento a membrana) con attribuzione agli stessi di uno spessore adeguato per simulare il comportamento rigido della copertura.

Quest'ultima soluzione è quella adottata nel presente elaborato. Un aspetto da risolvere riguarda però la definizione di uno spessore adeguato da attribuire agli elementi *shell*. In letteratura [Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici] viene consigliato di stimare tale spessore imponendo che il volume omogeneizzato (volume del calcestruzzo + volume dell'acciaio amplificato dal fattore di omogeneizzazione n) del solaio uguagli il volume dell'elemento membrana. Nel caso in esame, seguendo questa procedura, si sarebbe dovuto adottare uno spessore di almeno 10 cm; in realtà, però, nel presente elaborato di tesi, al fine di condurre una scelta più consapevole, si è optato per tarare lo spessore degli elementi *shell* attraverso la seguente procedura: è stato realizzato un modello 3D di un edificio che avesse le stesse dimensioni in pianta di quello analizzato, ma che fosse monopiano e con copertura piana. A tutti i nodi dell'impalcato di copertura è stato assegnato un vincolo di tipo *diaphragm* per simulare la presenza di un impalcato rigido. In corrispondenza dei due telai centrali che si estendono in direzione Y, sono state applicate due forze concentrate F parallelamente alla direzione dei telai e

si è valutato lo spostamento (uguale per tutti i punti dell'impalcato) da assumere come valore di riferimento.

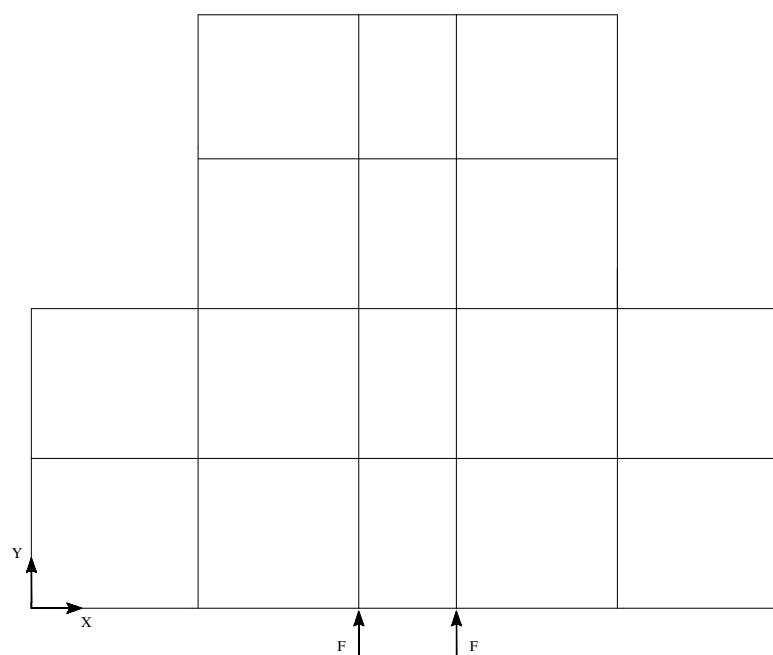


Figura 36 – Modello per la taratura degli elementi shell in copertura

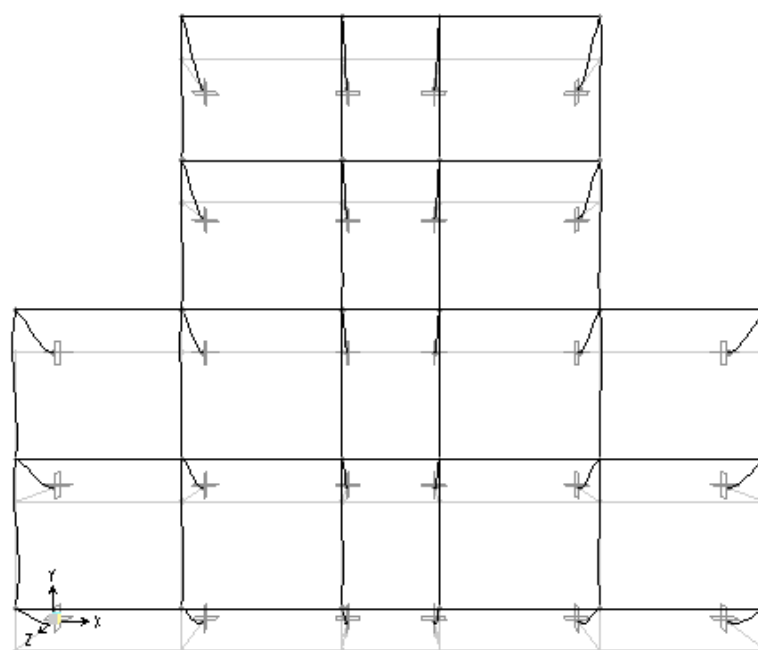


Figura 37 – Deformata con copertura modellata con un vincolo diaphragm

Fatto ciò, si è proceduto andando a modificare la modellazione della copertura adottando elementi shell in luogo del vincolo diaphragm. Lo spessore di tali elementi è stato tarato facendo in modo che la differenza tra gli spostamenti, nella direzione delle

forze applicate, di due nodi contigui fosse non superiore al 10% del valore di riferimento ottenuto con la precedente modellazione.

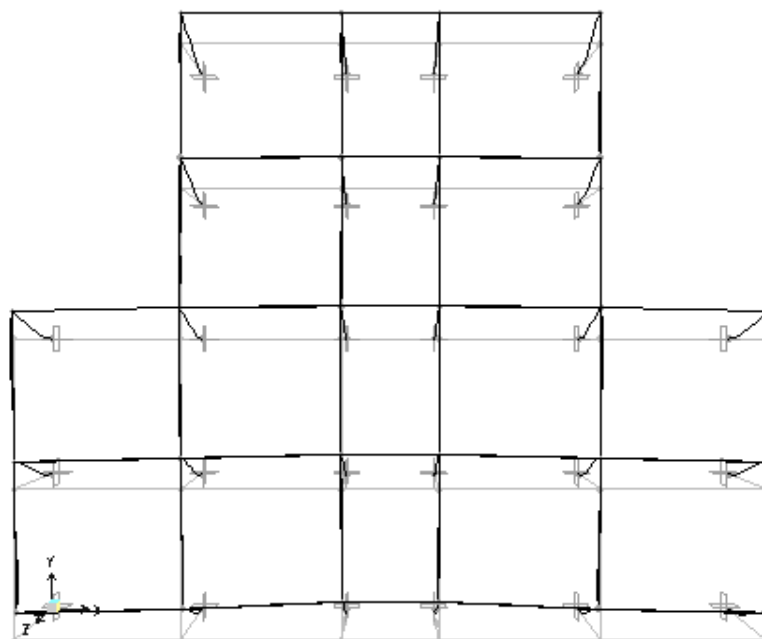


Figura 38 – Deformata con copertura modellata con elementi shell

Tale procedura ha evidenziato che l'attribuzione agli elementi shell di uno spessore di $10\div 12\text{ cm}$ sia sufficiente per ottenere un comportamento rigido nel proprio piano, risultato questo che giustifica e conferma quanto proposto in letteratura.

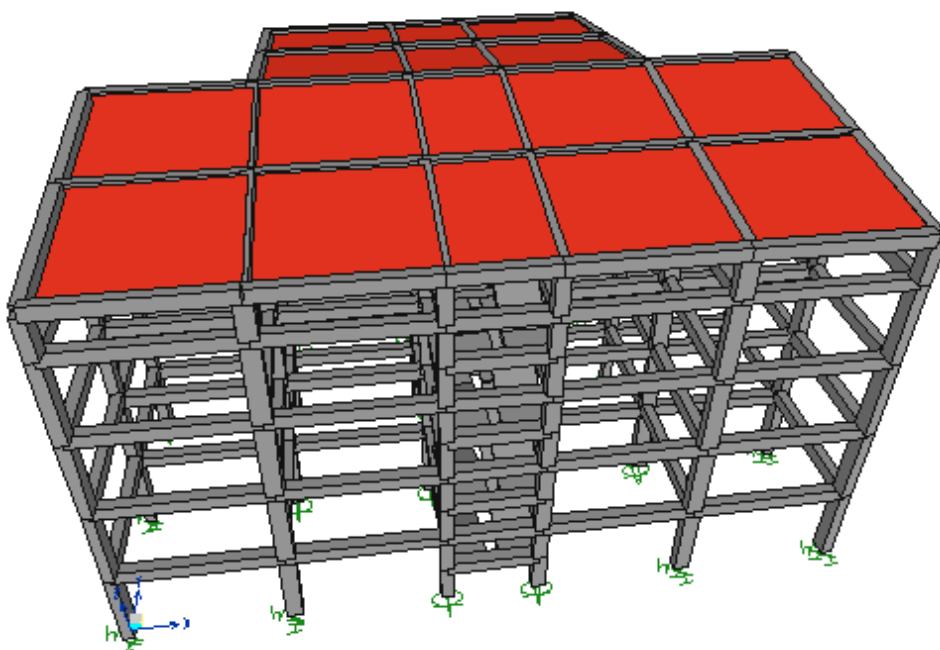


Figura 39 – Modellazione della copertura con elementi shell

La presenza di impalcati rigidi rende lecito inoltre concentrare le masse traslazionali e rotazionali di ciascun livello nel baricentro dell'impalcato (*EC8 – punto 4.3.1(4)*); il modello risulta quindi caratterizzato da tre soli gradi di libertà per piano, ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del baricentro dell'impalcato, e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, l'*EC8 – punto 4.3.2* impone di tener conto di un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano i , lungo le due direzioni ortogonali considerate, di una quantità pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano perpendicolare alla direzione dell'azione sismica considerata.

Nel modello di struttura a base isolata, i dispositivi di isolamento sono modellati inserendo nei nodi dell'impalcato di base, al di sotto dei pilastri, delle molle a cui sono assegnati i valori di progetto delle rigidezze orizzontali (nelle direzioni X e Y) e di quella verticale (nella direzione Z).

Ovviamente nell'ipotesi di realizzare un sistema misto, le molle vanno assegnate soltanto per simulare la presenza di isolatori elastomerici, mentre gli isolatori a scorrimento sono modellati con dei vincoli scorrevoli.

Riguardo alla sottostruttura i macro-pilastri (baggioli) non vengono modellati; tuttavia potrebbero essere inclusi nel modello utilizzando ancora elementi monodimensionali a comportamento elastico lineare, considerati incastrati alla base, ammettendo valida l'ipotesi che le travi di fondazione possano fornire una condizione di vincolo perfetto.

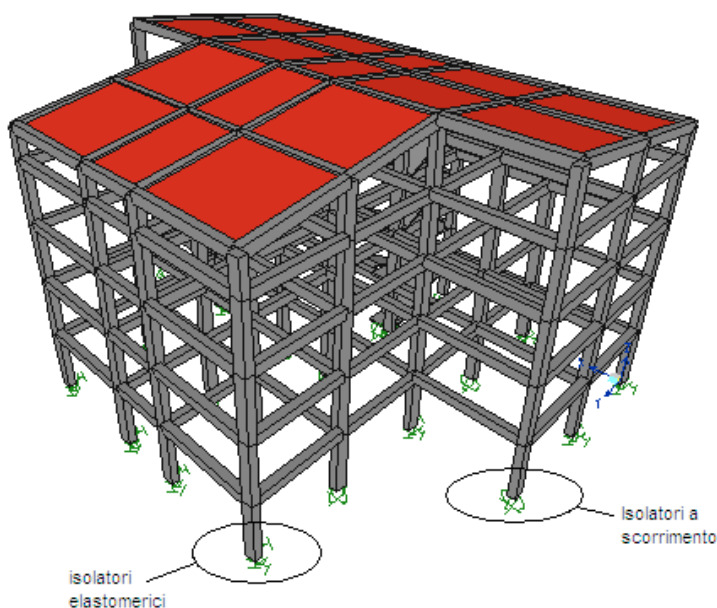


Figura 40 – Modellazione dei dispositivi di isolamento sismico

3.8. Analisi dinamica modale con spettro di risposta

La norma prevede quattro differenti tipologie di analisi (*EC8 – punto 4.3.3.1*):

- *Analisi statica lineare* (“lateral force method of analysis”)
- *Analisi dinamica modale con spettro di risposta* (“modal response spectrum analysis”)
- *Analisi statica non lineare* (“non-linear static (pushover) analysis”)
- *Analisi dinamica non lineare* (“non-linear time history (dynamic) analysis”)

la cui applicabilità è legata in generale alle caratteristiche della singola struttura.

La stessa norma, però, precisa anche che il metodo di riferimento per la determinazione degli effetti dell’azione sismica debba essere l’analisi dinamica modale con spettro di risposta. Questa è la ragione principale per cui nel presente elaborato si è optato per l’esecuzione di tale tipologia di analisi.

Il principio di base dell’analisi dinamica modale è la scomposizione della risposta sismica nel contributo dei singoli modi di vibrazione della struttura.

Il disaccoppiamento del moto consente di esaminare separatamente il contributo dei diversi modi (determinando le corrispondenti forze ed applicandole alla struttura), sia come sollecitazioni che come spostamenti. Nell’analisi dinamica modale però si rinuncia a conoscere gli effetti prodotti da ciascun modo istante per istante, limitandosi, in modo più agevole, a considerare i massimi valori prodotti dal singolo modo, indipendentemente dall’istante in cui essi si attingono. In questo tornano utili gli spettri di risposta che forniscono proprio i massimi valori dell’accelerazione di un sistema elastico lineare ad un grado di libertà al variare del suo periodo proprio e dello smorzamento.

La distribuzione di forze corrispondenti al generico modo i da applicare alla struttura può essere ricavata come:

$$\{F\}_i = [A] \cdot \{\psi^{(i)}\} \cdot g_i \cdot S_a(T_i, \xi_i)$$

in cui:

$\{F\}_i$ è il vettore le cui componenti sono le forze da applicare a ciascun piano;

$[A]$ è la matrice delle masse della struttura;

$\{\psi^{(i)}\}$ è il vettore che definisce la forma dell’ i -esimo modo di vibrazione;

g_i è il coefficiente di partecipazione modale del modo i -esimo;

$S_a(T_i, \xi_i)$ è l'accelerazione spettrale relativa al modo i -esimo.

Noti gli effetti dovuti a tutti i modi di vibrazione, nascono però due problemi: stabilire quanti modi di vibrazione considerare nell'analisi e come combinare i valori degli effetti ottenuti.

Per entrambi la risposta è fornita dalla normativa: per il primo punto l'*EC8 – punto 4.3.3.3.1* impone di considerare tutti i modi che contribuiscono significativamente alla risposta globale della struttura, il che vuol dire tener conto di tutti quei modi per i quali la somma delle masse partecipanti sia superiore al 90%, oppure considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

Per il secondo punto, dal momento che i valori massimi si raggiungono in istanti differenti, e non essendo quindi corretto adottare un criterio di combinazione di tipo deterministico, l'*EC8 – punto 4.3.3.3.2* suggerisce un approccio, più ragionevole, di tipo probabilistico. In particolare, considerando gli effetti di ciascun modo indipendenti l'uno dall'altro, l'effetto globale E (caratteristica di sollecitazione in una sezione, spostamento di un punto, ecc.) può ottenersi come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS ovvero “square root of sum of squares”):

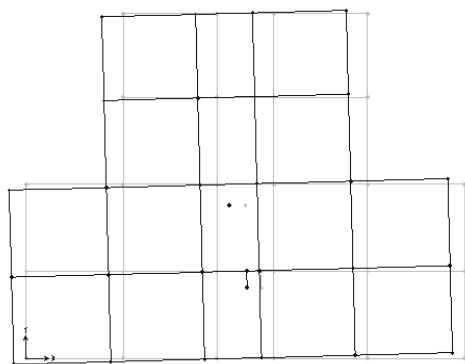
$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n E_i^2}$$

Se però non tutti i periodi considerati differiscono di almeno il 10% l'uno dall'altro si consiglia di effettuare una combinazione quadratica completa (CQC ovvero “complete quadratic combination”)

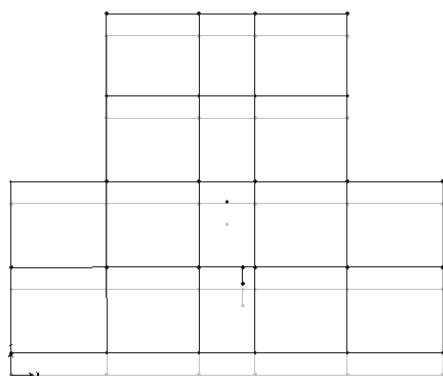
$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{i,j} \cdot E_i \cdot E_j}$$

dove $\rho_{i,j}$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j .

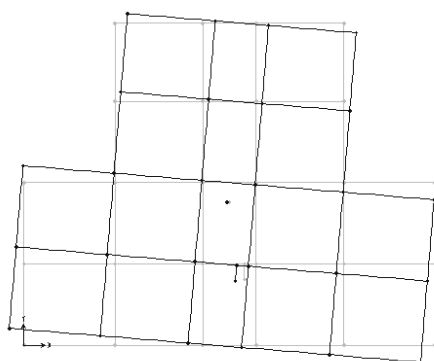
Si riportano di seguito i primi tre modi di vibrazione della struttura a base fissa e quelli della struttura a base isolata con il sistema di isolamento di tipo misto (caso b), evidenziando le differenze in termini di periodi e di percentuali di massa partecipante associata nelle direzioni X e Y.

Struttura a base fissa

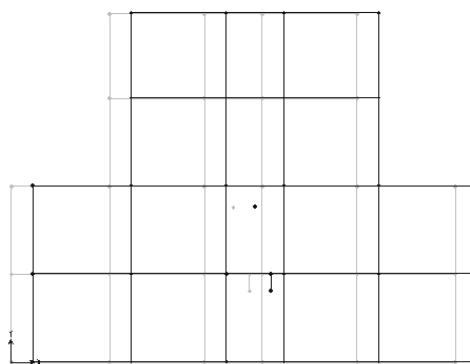
1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
 $T=0.65$ sec; $M_x=60.6\%$; $M_y=5.3\%$; $R_z=21.8\%$



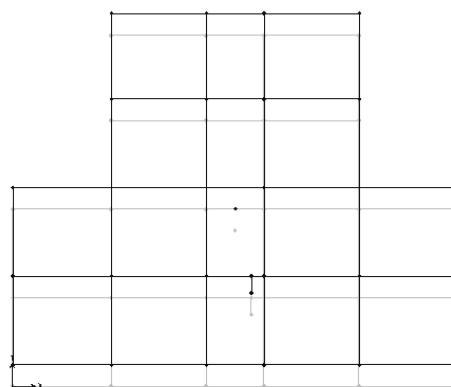
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
 $T=0.62$ sec; $M_x=2.0\%$; $M_y=83.5\%$; $R_z=3.5\%$



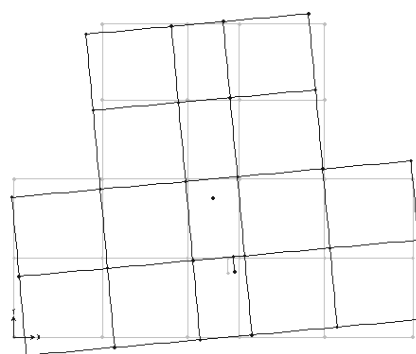
3° modo di vibrazione: *Torsionale*
 $T=0.55$ sec; $M_x=13.1\%$; $M_y=1.7\%$; $R_z=63.4\%$

Struttura a base isolata

1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
 $T=2.64$ sec; $M_x=99.7\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=0.0\%$

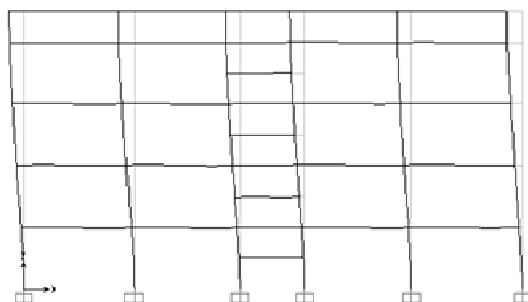


2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
 $T=2.63$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=99.9\%$; $R_z=0.0\%$



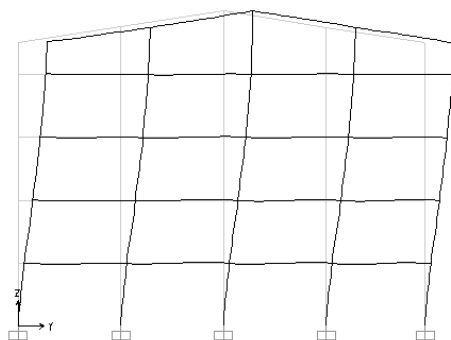
3° modo di vibrazione: *Torsionale*
 $T=1.96$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=99.7\%$

Struttura a base fissa



1° modo di vibrazione: Trasl. lungo X

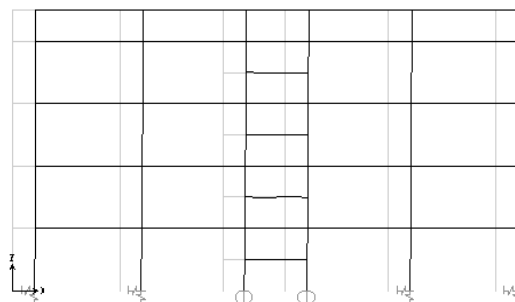
$T=0.65$ sec; $M_x=60.6\%$; $M_y=5.3\%$; $R_z=21.8\%$



2° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y

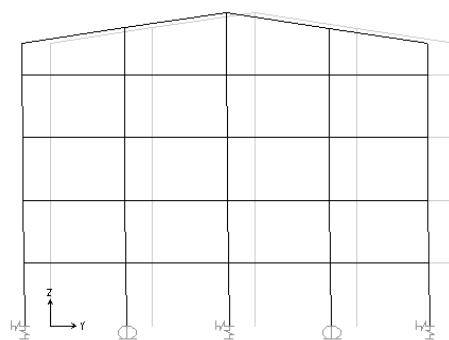
$T=0.62$ sec; $M_x=2.0\%$; $M_y=83.5\%$; $R_z=3.5\%$

Struttura a base isolata



1° modo di vibrazione: Trasl. lungo X

$T=2.64$ sec; $M_x=99.7\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=0.0\%$



2° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y

$T=2.63$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=99.9\%$; $R_z=0.0\%$

CAPITOLO IV - Edificio irregolare in pianta ed in elevazione

4.1. Introduzione dell'irregolarità in elevazione

Dopo aver analizzato la struttura caratterizzata dalla sola irregolarità in pianta ed aver apprezzato i benefici che se ne possono trarre, rispetto ad essa, dall'utilizzo della strategia dell'isolamento sismico, si procede a questo punto apportando una variazione alla conformazione dell'edificio lungo il suo sviluppo verticale, ossia introducendo anche una sensibile irregolarità in elevazione. Lo scopo è ancora una volta analizzare la struttura sia a base fissa che a base isolata puntando l'attenzione in particolar modo sul confronto tra il loro comportamento dinamico e sugli effetti benefici ottenibili dall'isolamento.

L'irregolarità in elevazione è realizzata con l'eliminazione, a partire dal secondo livello in poi, di una porzione dell'edificio, il che comporta una variazione notevole di massa e rigidezza tra i primi due ed i restanti piani.

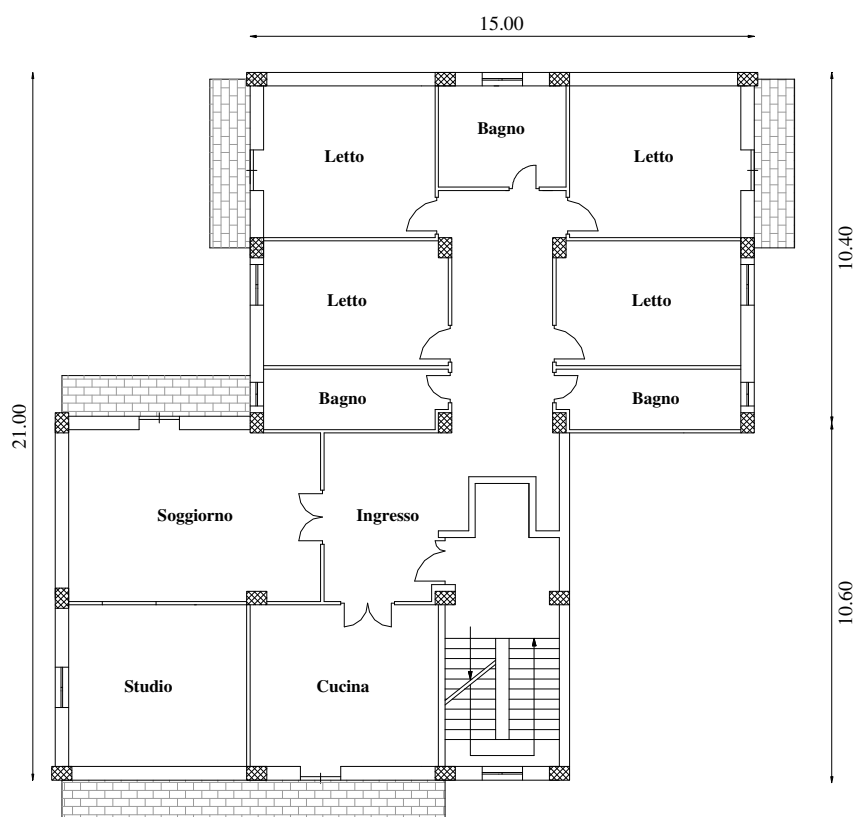


Figura 41 – Pianta piano tipo dal terzo livello in poi

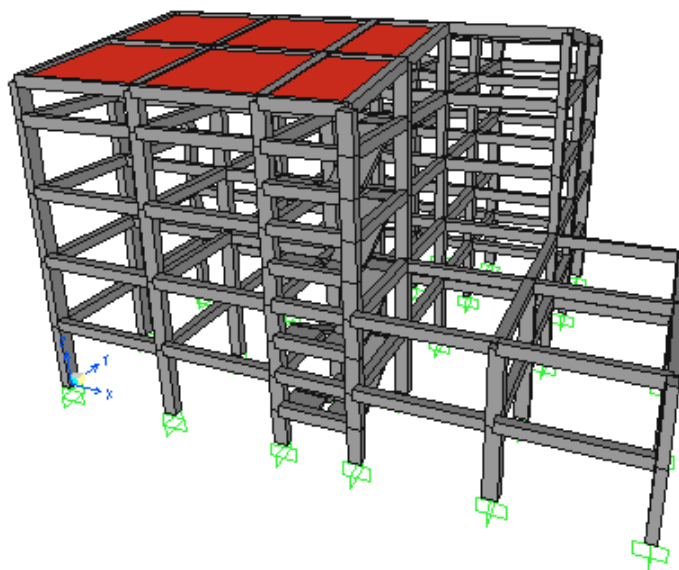


Figura 42 – Modello 3D dell'edificio irregolare in pianta ed in elevazione

Nella tabella seguente sono riassunti i pesi e le masse sismiche relative a ciascun impalcato:

<i>livello</i>	<i>Pesi sismici</i> <i>W [kN]</i>	<i>Masse traslazionali</i> <i>M [t]</i>	<i>Massa rotazionale</i> <i>I_p = M · ρ² [t · m²]</i>
Base	3581	365	31500
1°	4394	448	38662
2°	4231	431	37195
3°	3242	330	23397
4°	3242	330	23397
5°	2435	248	17583

Tabella 4 – Valori dei pesi e delle masse sismiche per i vari impalcati

4.2. Dimensionamento del sistema di isolamento

Anche per l'edificio irregolare sia in pianta che in elevazione il sistema di isolamento viene dimensionato ponendo come coppia di valori di progetto $T_{is} = 2,5$ sec e $\xi = 10\%$.

Assumendo che la struttura isolata sia assimilabile ad un oscillatore semplice (ipotesi valida a condizione che il suo periodo sia almeno 3 volte maggiore di quello della struttura a base fissa), è possibile ricavare la rigidezza orizzontale complessiva del sistema di isolamento K_{eff} come (EC8 – punto 10.9.3(1)):

$$K_{eff} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot M = \left(\frac{2\pi}{2,5} \right)^2 \cdot 2152 = 13580 \text{ kN / m} = 13,580 \text{ kN / mm}$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura.

Si intende realizzare un sistema misto che prevede l'accoppiamento di isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento.

<i>Tipologia</i>	<i>N° di pilastri</i>	<i>N° di isolatori elastomerici</i>	<i>K_{eff} totale [kN/mm]</i>	<i>k_{eff} singolo isolatore [kN/mm]</i>
Sistema misto	26	12	13,580	1,132

Dal catalogo dell'Algasism si evince che non ci sono isolatori caratterizzati da un valore di rigidezza orizzontale prossimo a quello richiesto, per cui è necessario ricorrere a due tipologie di isolatori calibrandone il numero e la rigidezza in modo da avere una rigidezza totale che si avvicini quanto più possibile a quella di progetto.

Anche in questo caso la disposizione in pianta dei singoli isolatori è stata definita in modo tale da minimizzare la distanza tra il centro di rigidezza alla traslazione degli isolatori e la proiezione sul piano degli isolatori del centro di gravità dell'intero edificio (*EC8 – punto 10.9.3(2)*), così da ridurre il più possibile l'insorgere di effetti torsionali sulla risposta dinamica della struttura isolata.

Di seguito sono riportati, in tabella, le caratteristiche degli isolatori adottati e, in figura, lo schema della disposizione in pianta dei dispositivi di isolamento:

<i>Sigla</i>	<i>Carico verticale max [kN]</i>	<i>Spostamento max [mm]</i>	<i>Rigidezza orizzontale ($\gamma = 100\%$) [kN/mm]</i>	<i>Diametro D [mm]</i>	<i>Altezza H [mm]</i>	<i>Base B [mm]</i>	<i>Spessore totale gomma T_e [mm]</i>
HDS.E 800	3200	400	0,99	800	394	850	204
HDS.E 1000	7800	400	1,50	1000	428	1050	210

In particolare si prevede di utilizzare 8 isolatori di tipo HDS.E 800 e 4 isolatori di tipo HDS.E1000; si ha pertanto:

$$K_{eff} = 8 \cdot 0,99 + 4 \cdot 1,50 = 13,92 \text{ kN / mm}$$

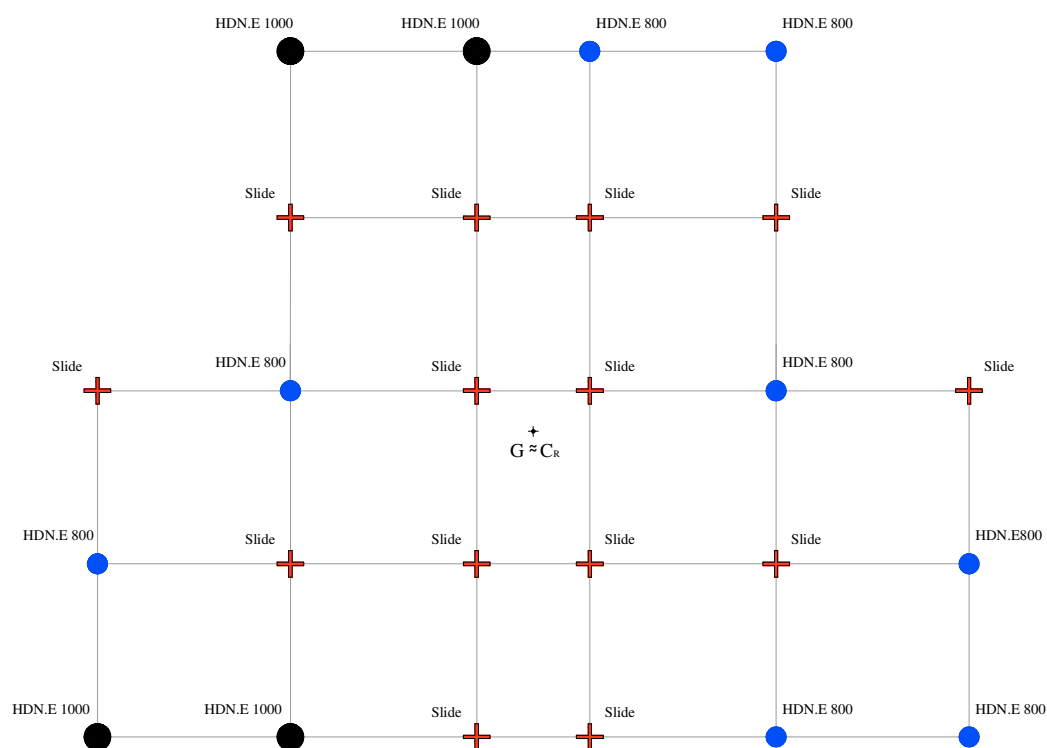
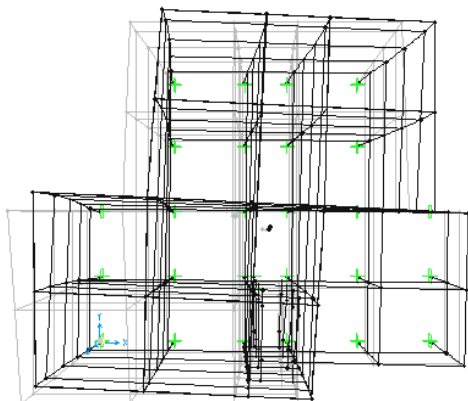
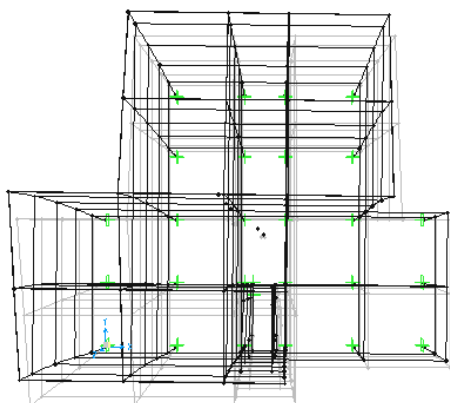


Figura 43 – Disposizione in pianta dei dispositivi di isolamento

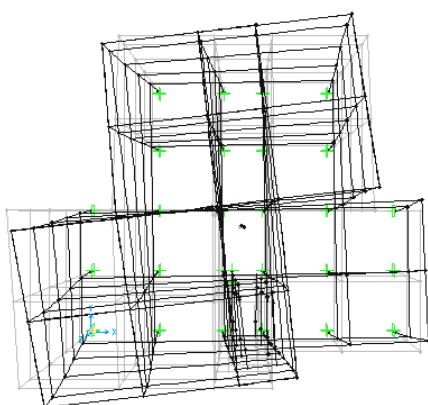
Struttura a base fissa irregolare
in pianta ed in elevazione



1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
T=0.56 sec; Mx=54.5%; My=7.1%; Rz=25.3%

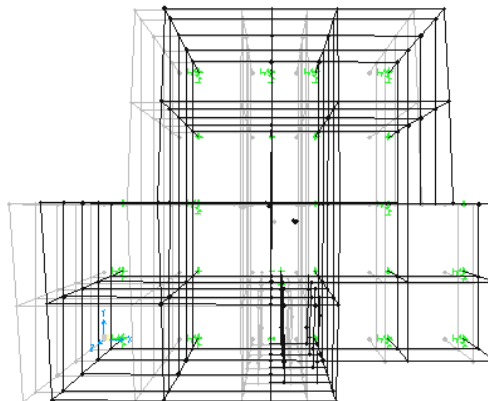


2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
T=0.53 sec; Mx=9.4%; My= 69.7%; Rz=12.5%

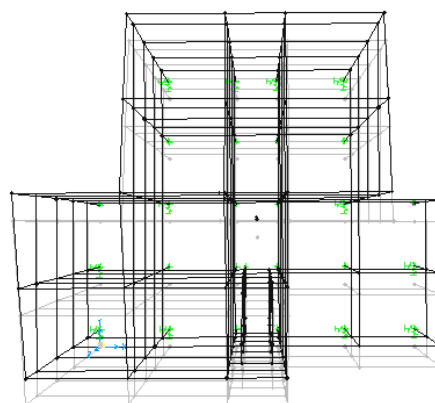


3° modo di vibrazione: *Torsionale*
T=0.43 sec; Mx=16.0%; My= 3.1%; Rz=48.6%

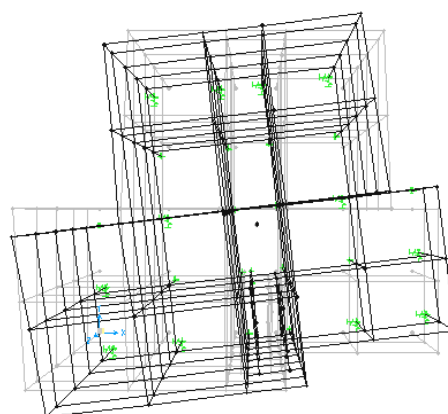
Struttura isolata irregolare
in pianta ed in elevazione



1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
T=2.53 sec; Mx=99.7%; My= 0.0%; Rz=0.0%



2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
T=2.52 sec; Mx=0.0%; My= 99.7%; Rz=0.0%



3° modo di vibrazione: *Torsionale*
T=1.82 sec; Mx=0.0%; My= 0.0%; Rz=99.6%

CAPITOLO V - Le tamponature come causa di irregolarità strutturale

5.1. Effetti delle tamponature sulla risposta sismica degli edifici

L'osservazione diretta dei danni subiti dalle strutture reali soggette ai terremoti nel corso degli anni ha contribuito in modo essenziale a chiarire il ruolo che le tamponature (anche quelle cosiddette *non strutturali*) assumono sia nel comportamento dinamico sia nella definizione del danneggiamento strutturale.

Esse, infatti, contribuiscono in misura sostanziale all'irrigidimento, all'irrobustimento, alla capacità di dissipare energia ed all'innescare dei meccanismi di crisi locali o globali della costruzione. In particolar modo, se le tamponature presentano sufficiente resistenza, il non considerare la loro presenza può condurre ad errori grossolani nella valutazione della ripartizione delle spinte sismiche tra i vari elementi irrigidenti dell'edificio e quindi ad una non realistica progettazione strutturale.

Nonostante ciò, in genere è abitudine comune trascurare l'interazione tamponature - ossatura nel progetto di edifici antisismici, pensando (quasi sempre erroneamente) che i pannelli murari, incrementando la resistenza delle maglie dei telai, possano dar luogo comunque ad un contributo favorevole. Le stesse nuove normative antisismiche non impongono di considerare esplicitamente la presenza delle tamponature nell'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, né tantomeno forniscono dei criteri validi ed univoci per tenerne conto nel modello di calcolo.

D'altra parte, deve però osservarsi che la rimozione di tamponature legata a nuove esigenze distributive dei locali, sostituzione delle stesse con altre di caratteristiche diverse, realizzazione di nuove aperture, costituiscono eventi possibili durante la vita di un edificio, ma allo stesso tempo difficilmente prevedibili in fase di progetto. Risulterebbe quindi poco ragionevole, in linea di massima, far riferimento a questi elementi nel definire le caratteristiche primarie di resistenza dell'organismo strutturale di un edificio antisismico.

A questo si aggiunge che le tamponature hanno un comportamento fragile ed una resistenza solitamente inferiore rispetto agli elementi strutturali; ciò comporta che esse offrono il loro contributo irrigidente e resistente soltanto nella fase iniziale del sisma,

cioè fino alla loro rottura, dopo la quale l'edificio si troverà a fronteggiare l'evento sismico solo con la parte strutturale.

Il problema quindi è molto complesso; le motivazioni appena esposte non giustificano in ogni caso il non considerare la presenza delle tamponature nei modelli di calcolo, che non andrebbe quindi mai trascurata onde evitare il verificarsi di situazioni disastrose non previste.

Il Dr. Ing. Enzo Cuoghi, in un suo scritto *“Edifici ordinari in situazione accidentale sismica”*, riporta una frase detta ad un giovane strutturista che gli aveva sottoposto un calcolo sismico di un edificio in c.a.: “.....prima controlliamo le tamponature e le tramezze, tutto il resto dopo”. In questo modo egli intendeva sottolineare quanto la risposta sismica degli edifici possa essere fortemente condizionata da questi elementi e quanto un progettista attento e di buon senso non possa non tenerne conto ai fini di una corretta progettazione. In quest'elaborato si concentra l'attenzione soltanto sulle tamponature ed in particolare sull'influenza di quest'ultime sulla regolarità strutturale e sugli effetti pratici che possono derivare dal non considerarle in sede di progetto.

In primo luogo, come già esposto, la presenza di pannelli murari comporta un irrigidimento dello schema e quindi una riduzione del suo periodo proprio; ciò ne condiziona la risposta dinamica elastica e può provocare un incremento dell'azione sismica, specialmente quando la struttura “nuda” è molto deformabile, cioè ha un periodo elevato. E' anche vero, però, che i tamponi assorbono un'aliquota dell'azione sismica che in molti casi può oscillare tra il 10 ed il 50%, il che comporta una riduzione delle caratteristiche di sollecitazione nelle aste della struttura intelaiata.

In realtà per edifici nei quali i pannelli murari presentano una distribuzione regolare, cioè sono in numero adeguato e disposti con uniformità sia in pianta che in elevazione, l'incremento di sollecitazioni su travi e pilastri dovuto all'effetto locale di interazione è minore della riduzione globale. Ciò vuol dire che per queste strutture il contributo delle tamponature potrebbe anche essere trascurato, risultando effettivamente a vantaggio di sicurezza, purché la struttura sia di per sé sufficientemente rigida e si provveda al controllo degli effetti di interazione locale adottando opportuni accorgimenti per conferire agli elementi strutturali una resistenza maggiore dei pannelli murari ad essi adiacenti (con adeguate armature longitudinali e soprattutto con una forte staffatura).

Al minimo, infatti, se non si presta particolare cura a questi accorgimenti, possono verificarsi fenomeni, di cui esistono esempi reali eclatanti, come la rottura a taglio del pilastro alle estremità nelle zone di interazione con la tamponatura o la formazione del “pilastro tozzo” nei casi in cui esso rimane scoperto per una tamponatura parziale in altezza: qui la crisi, che avviene ancora per taglio, può verificarsi nella parte centrale del pilastro dove tra l’altro la staffatura è meno fitta.



Figura 44 – Crisi per taglio del pilastro dovuta all’interazione con la tamponatura

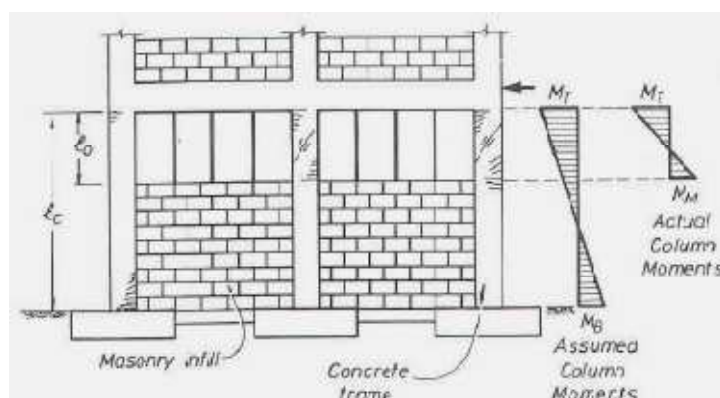


Figura 45 – Formazione del “pilastro tozzo” per effetto di tamponature parziali in altezza

In casi più gravi, a causa della notevole rigidezza, le tamponature possono originare configurazioni di fatto irregolari sia in pianta che in elevazione, innescando dei meccanismi che possono compromettere il comportamento e la sicurezza della struttura sotto sisma.

Non è insolito, infatti, che, anche nel caso di edifici con piante sostanzialmente simmetriche, i pannelli murari possano non rispettare tale simmetria e determinare quindi un'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidità; a maggior ragione nel caso di edifici asimmetrici la disposizione dei pannelli murari può annullare gli sforzi del progettista di rendere lo schema bilanciato. Ciò dà luogo quindi ad un'irregolarità in pianta che, come dimostrato dall'osservazione dei danni provocati dai terremoti su strutture reali, genera un comportamento sismico sfavorevole a causa di un elevato accoppiamento latero-torsionale.



Figura 46 – Effetti torsionali dovuti a distribuzioni irregolari in pianta delle tamponature

Anche nello sviluppo verticale degli edifici, distribuzioni altimetriche non regolari dei tamponi, che possono mancare completamente nel caso di piano terra a pilotis o di negozi con grandi vetrine, possono dar luogo alla formazione di meccanismi di piano debole (o soffice).



Figura 47 – Meccanismo di piano soffice per la presenza di un piano terra a pilotis

Per di più, tali comportamenti possono innescarsi anche nei casi in cui la disposizione dei pannelli sia regolare, a seguito della crisi di solo alcuni di essi, in quanto il loro collasso in genere avviene improvvisamente, con caratteristiche di fragilità marcata. Questo sia a causa delle proprietà intrinseche del materiale sia perché spesso la rottura è dovuta alla perdita di equilibrio fuori dal piano, dato il collegamento inefficace con la struttura, oppure ai fenomeni di instabilità, visto lo spessore esiguo dei pannelli in rapporto alle altre dimensioni.



Figura 48 – Esempi di distacco delle tamponature fuori dal piano

D'altra parte, però, bisogna riconoscere che alcuni edifici in cemento armato hanno resistito adeguatamente ad un'azione sismica prolungata ed intensa solo per merito delle tamponature, le quali hanno consentito la dissipazione di quantità di energia notevoli. E' il caso di costruzioni non progettate per dover resistere al sisma, per le quali, pur venendo meno la funzionalità dell'edificio, le tamponature hanno spesso scongiurato il danneggiamento strutturale, per eventi sismici più modesti, o addirittura il crollo, per quelli più intensi. Il contributo offerto è dimostrato dalle lesioni col tipico aspetto a X, le quali indicano in genere la rottura a taglio sotto carichi ciclici alterni.



Figura 49 – Danneggiamento delle tamponature con aspetto ad X

5.2. Modellazione delle tamponature

Da quanto esposto in precedenza emerge ampiamente come le tamponature influiscano in modo non trascurabile sul comportamento dinamico dell'edificio e come esse possano contribuire a determinare meccanismi di crisi locali o anche globali. Per affrontare il problema dell'interazione tamponature – ossatura, gli studiosi propongono due diverse impostazioni su cui fondare la progettazione di nuovi edifici.

Secondo il primo approccio prevale l'effetto negativo delle tamponature, in quanto esse costituiscono un fattore di grande incertezza nella risposta sismica e sono in grado d'invalidare gli accorgimenti adottati per governare il meccanismo resistente. Quindi le tamponature dovrebbero essere sconnesse del tutto dall'ossatura strutturale, in modo da non alterarne il comportamento previsto in sede di progetto.

Nel secondo approccio, invece, si ritiene che sia per motivi di economia di costruzione, sia per l'incertezza sull'impegno effettivamente richiesto dai terremoti agli edifici, convenga trarre profitto da tutti gli elementi, strutturali e non strutturali, che possono contribuire in tal senso. Ne deriva che le tamponature dovrebbero essere rese sempre collaboranti con l'ossatura portante, assegnando loro il ruolo di una seconda linea di difesa contro gli eventi sismici severi. Nel contempo, bisognerebbe minimizzare gli effetti potenzialmente negativi con la modellazione appropriata nella fase di analisi, con la cura dei dettagli costruttivi e con il controllo di qualità durante la costruzione.

Allo stato attuale le norme sismiche adottano la prima filosofia progettuale e, di conseguenza, penalizzano le strutture intelaiate con i muri a contatto, soprattutto perché non si dispone di modelli adeguati e perché il controllo di qualità è quasi inesistente per le tamponature.

In realtà però la sconnessione totale delle tamponature dall'ossatura non viene praticamente mai realizzata. In Italia per semplicità ed economia di costruzione, i pannelli di chiusura, per i quali si impiega di solito una muratura leggera di malta e di mattoni forati di laterizio, vengono realizzati quasi sempre in aderenza agli elementi strutturali in c.a. già induriti, senza giunti di separazione né tantomeno connettori che garantiscano un collegamento affidabile con l'ossatura.

I terremoti verificatisi nel passato hanno ormai dimostrato con chiarezza che la risposta sismica degli edifici costruiti seguendo tale pratica è fortemente condizionata dalle tamponature.

La sconnessione dovrebbe essere invece ottenuta lasciando un distacco di dimensioni adeguate tra pannello murario e pilastro da riempire con materiale deformabile. Lo scopo è di stabilire un collegamento che consenta al telaio di sviluppare deformazioni orizzontali maggiori di quelle della muratura, riducendo il degrado di quest'ultima, anche quando siano imposte deformazioni alternate piuttosto elevate. Soluzioni di questo tipo, però, richiedono anche il controllo della resistenza nella direzione trasversale, in quanto la separazione riduce l'efficacia del vincolo della tamponatura lungo i bordi verticali.

E' evidente che qualora si vogliano inserire in modo esplicito le tamponature all'interno di un modello di calcolo non si possa prescindere dalle modalità costruttive che modificano significativamente l'interazione tra tamponature ed elementi strutturali.

Questa è sola una delle tante difficoltà connesse all'elaborazione di modelli soddisfacenti per la simulazione del comportamento di una struttura intelaiata tamponata. Ad essa si aggiungono altre difficoltà relative a:

- la definizione delle proprietà meccaniche delle tamponature, su cui influiscono sia la dispersione delle caratteristiche dei mattoni e della malta sia la capacità e la cura nel costruire da parte delle maestranze;
- le diverse condizioni del contatto fra il telaio ed il muro in funzione del ritiro della malta;
- l'influenza delle aperture sulla rigidezza e sulla resistenza del pannello;
- l'interazione del comportamento nel piano e fuori del piano;
- l'importanza dei fenomeni del secondo ordine in prossimità della rottura di un elemento snello e fragile;
- i vari meccanismi di rottura che possono manifestarsi in esclusione oppure in concomitanza fra loro.

Di fatto, non è possibile studiare separatamente in laboratorio gli effetti di tutti i fattori in gioco, effetti che talvolta sono anche fortemente correlati l'un l'altro.

Negli ultimi decenni comunque molti sono stati gli studi teorici e sperimentali finalizzati alla modellazione della tamponatura o meglio del sistema telaio – tamponatura. I modelli più sofisticati sono quelli agli elementi finiti, che consistono nel suddividere il pannello in un insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia del telaio; se da un lato tale modellazione consente di analizzare anche pannelli con

aperture, dall'altro occorre comunque superare problemi non indifferenti se si vuole tenere conto dell'anisotropia della muratura dovuta all'alternarsi di pietre o mattoni e malta, della scarsa resistenza a trazione sia della muratura in sé che del contatto muratura – telaio, nonché della perdita di aderenza all'aumentare dei carichi laterali.

Riguardo a quest'ultimo punto è opportuno precisare che mentre per azioni orizzontali ridotte è ragionevole pensare che si conservi il contatto, seppure modesto, tra pannello e telaio, al crescere dell'entità dei carichi laterali si verifica un parziale distacco del pannello dalla maglia strutturale in ragione della tendenza del telaio a deformarsi a flessione e al tentativo della tamponatura al suo interno di deformarsi invece a taglio. Quindi mentre in una prima fase gli sforzi nelle aste del telaio sono eminentemente di tipo estensionale, per livelli di carico più elevati lo stato di sforzo diventa di tipo flessionale nei traversi, flesso - estensionale nei ritti. Al contempo nella muratura si passa da un funzionamento prevalentemente di tipo tagliante, ad un funzionamento a puntone equivalente disposto secondo la diagonale della tamponatura, ossia gli sforzi prevalenti nel muro diventano le tensioni normali di compressione che viaggiano tra gli angoli caricati, rimasti a contatto col telaio.

Da quanto detto si intuisce come spesso non sia conveniente adottare modelli troppo complessi, ma piuttosto ricorrere ad alternative più semplici: una schematizzazione a bielle diagonali reagenti solo a compressione, che simuli la formazione del puntone compresso all'interno del pannello di muratura, risulta infatti sufficiente per cogliere sia gli aspetti globali del comportamento sismico dell'edificio, sia, e forse meglio, l'interazione locale pannello - pilastro.

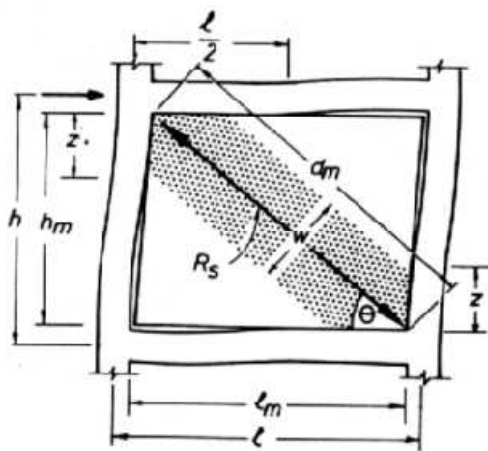


Figura 50 – Formazione del puntone diagonale equivalente

Nel caso si effettui un'analisi statica lineare, è opportuno disporre una sola biella come illustrato in Figura 51. È evidente che sono richieste in tal caso due analisi per ciascuna direzione del sisma, utilizzando modelli diversi. Nel caso di analisi dinamica lineare, non essendo definito il verso dell'azione sismica, occorrerà disporre due bielle, andandone a calibrare opportunamente la rigidezza.

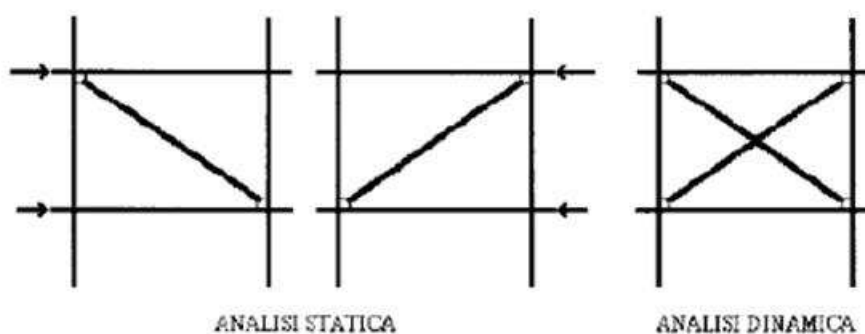


Figura 51 – Modellazione delle tamponature con bielle diagonali equivalenti

Per quanto riguarda le caratteristiche del puntone equivalente, esistono numerose proposte che condividono l'idea di assumere per il puntone lo stesso spessore del pannello e il modulo di elasticità della muratura, ma si differenziano riguardo alla misura della dimensione trasversale (che dipende dai materiali impiegati, dalle tipologie costruttive, dalle dimensioni del pannello).

In Figura 52 è riportato un diagramma dedotto attraverso un'indagine teorico-sperimentale che fornisce la variazione del rapporto tra larghezza w del puntone equivalente e lunghezza della diagonale d del pannello in funzione del rapporto tra lunghezza l ed altezza h del pannello.

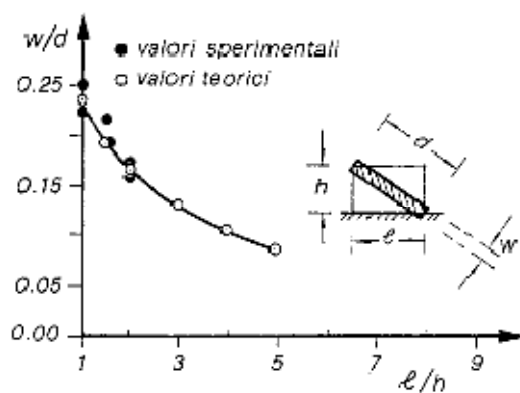


Figura 52 – Variazione della larghezza del puntone in funzione delle dimensioni del pannello

[Braga F. et al. - Commentario al D.M. 16-01-96 e alla Circ. n.65 del 10-04-97]

Dal diagramma si deduce che la larghezza del puntone equivalente risulta variare tra $d/4$, per un pannello quadrato, e $d/11$ per un pannello con $l/h = 5$.

Il D.M. LL.PP. del 02.07.1981 relativo alle riparazioni e rafforzamento degli edifici danneggiati del terremoto dell'Irpinia, come pure la Circolare n. 65 del 10.04.1997 (circolare illustrativa del D.M. LL.PP. del 16.01.96) impongono di assumere $w = d/10$ che, in ragione del rapporto l/h relativo ad edifici abitativi, appare abbastanza ridotto, anche se non per questo cautelativo, in quanto, assumere un puntone equivalente di sezione esigua non sempre corrisponde ad una soluzione che dal punto di vista globale garantisca maggiore sicurezza.

Per gli edifici di civile abitazione in cui l/h assume normalmente valori compresi tra 2 e 3, sembrerebbe più appropriato, dai dati riportati in diagramma, adottare un w compreso tra $d/8$ e $d/6$.

Studi sperimentali svolti da *Stafford Smith et al.* forniscono valori di w compresi tra $0,15 \cdot d$ e $0,30 \cdot d$ (ossia tra circa $d/6,66$ e $d/3,33$).

Pagano propone una formulazione che mette in relazione w con l'area del pannello di muratura ($w = 0,5 \cdot A/d$) e conduce a valori compresi tra $d/5$ e $d/4$.

Mainstone (1974) fornisce una relazione valida per pannelli di laterizio di forma rettangolare:

$$b_w = d_w \cdot 0,20 \cdot \sin(2\theta) \cdot \left(\frac{E_w \cdot t_w \cdot h_w^3 \cdot \sin(2\theta)}{E_c \cdot I_p} \right)^{-0,1}$$

dove:

b_w è la larghezza del puntone;

d_w è la lunghezza del puntone;

t_w è lo spessore del pannello;

h_w è l'altezza del pannello;

θ è l'inclinazione del puntone rispetto alla direzione orizzontale;

E_w è il modulo elastico a compressione della muratura;

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;

I_p è l'inerzia effettiva dei pilastri adiacenti.

Il modello di puntone diagonale equivalente diventa meno significativo quando nel pannello sono presenti aperture di porte o di finestre.

Anche a tal proposito sono stati condotti numerosi studi, alcuni dei quali menzionati nel seguito, finalizzati a fornire utili indicazioni per tener conto in modo semplice e allo stesso tempo coerente della riduzione di rigidità dei pannelli di tamponatura in presenza di aperture.

Negli studi dell'ANIDIS relativi all'edificio di Bonefro colpito dal sisma del Molise nel 2002, si assume un'area della sezione resistente del puntone ridotta in presenza di aperture ottenuta come:

$$A_p = t_w \cdot b_w \cdot \left(1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{A_{\text{apertura}}}{A_{\text{pannello}}} \right)$$

avendo indicato con:

t_w lo spessore del pannello;

b_w la larghezza del puntone.

Dawe e *Seah* suggeriscono di considerare l'influenza di aperture di porte o finestre usando un fattore λ_o , riduttivo della resistenza e della rigidità iniziale, la cui espressione è:

$$\lambda_o = 1 - \frac{1,5 \cdot L_o}{L_{in}}$$

dove:

L_o è la larghezza dell'apertura;

L_{in} è la larghezza del pannello.

Si intuisce come, però, in tale approccio non ci sia distinzione tra aperture di porte o di finestre.

Un contributo particolarmente valido è fornito da *Albanesi S.*, *Albanesi T.* e *Carboni F.* i quali, sulla base di analisi numeriche condotte su modelli non lineari agli elementi finiti (i cui risultati sono stati validati dal confronto con quelli sperimentali), propongono dei coefficienti correttivi della rigidità ρ_s e della resistenza ρ_r che

consentono di modellare il pannello di tamponatura con aperture come un pannello intero avente rigidezza e resistenza ultima ridotte.

In sostanza è possibile utilizzare il modello di puntone equivalente anche in presenza di aperture semplicemente andando a modificare la dimensione trasversale della biella equivalente del pannello forato $w_{p,f}$ rispetto a quella corrispondente al pannello intero $w_{p,p}$ attraverso la relazione:

$$w_{p,f} = \rho_s \cdot w_{p,p}$$

Lo studio evidenzia l'importanza del ruolo delle murature leggere anche forate inserite nelle maglie dei telai e come esse non possano essere ignorate ai fini di un'accurata descrizione di un edificio intelaiato.

Sono stati indagati i casi di tamponatura con bucatore di porta e di finestra, di varie dimensioni (in particolare per diversi valori della larghezza a) e con differenti posizioni in orizzontale.

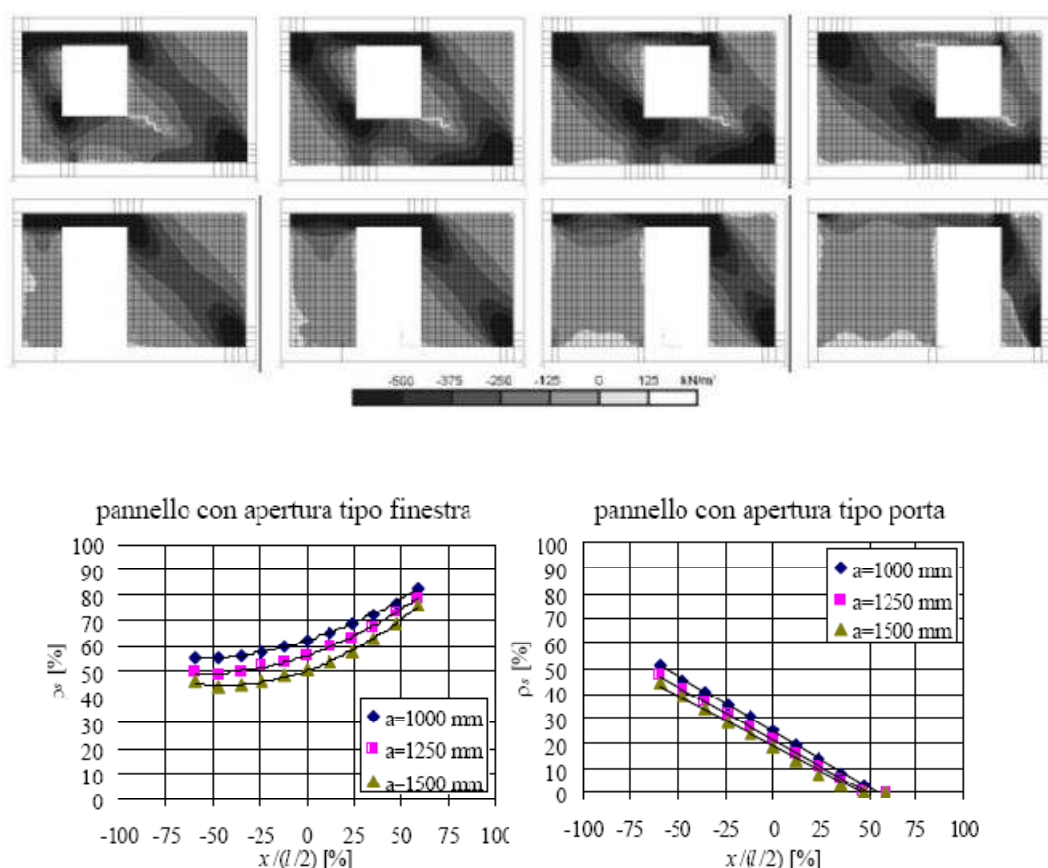


Figura 53 – Risultati analisi numeriche su pannelli con aperture [Albanesi S., Albanesi T. e Carboni F.]

Ozgur Anil e Sinan Altin riportano, infine, i risultati, in termini di resistenza ultima e rigidezza iniziale, relativi a prove sperimentali su telai monopiano e monocampata tamponati in presenza di diverse tipologie di aperture. L'effetto del sisma è simulato con l'applicazione di carichi ciclici.

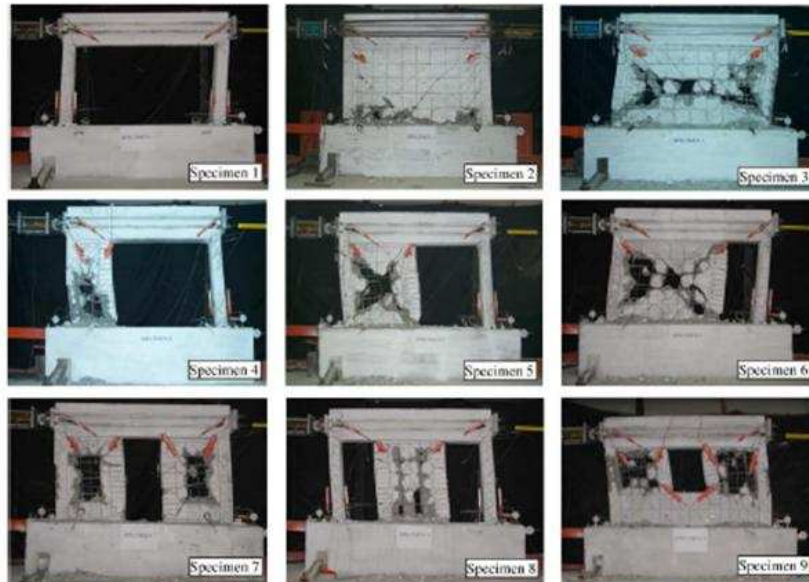


Figura 54 – Telai tamponati testati dopo la rottura [Ozgur Anil e Sinan Altin]

Il modello di puntone diagonale equivalente risulta essere adatto a simulare la presenza dei pannelli murari in termini di deformabilità laterale in campo elastico ma non è in grado di riprodurre adeguatamente tutti i possibili meccanismi di collasso della tamponatura, né di fornire le effettive sollecitazioni degli elementi strutturali.

Riguardo ai potenziali meccanismi di crisi, essi possono essere ricondotti a tre schemi principali; la formazione dell'uno o dell'altro dipende dai rapporti fra le rigidezze e le resistenze dei due componenti, nonché dalle loro dimensioni. In particolare si può avere:

- a) rottura per scorrimento orizzontale, dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura (Figura 55);
- b) rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anch'esse nella zona centrale della tamponatura (Figura 56);
- c) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio (Figura 57).

Il meccanismo c) corrisponde ad un effetto di interazione meglio riconducibile a quello del puntone equivalente e si genera in presenza di pannelli di elevata resistenza inseriti nelle maglie di telai molto deformabili; il meccanismo a) si verifica di solito in presenza di pannelli murari costituiti da conci di buona resistenza interconnessi con malte scadenti, mentre quello b) è tipico di pannelli realizzati con malte di buona resistenza.

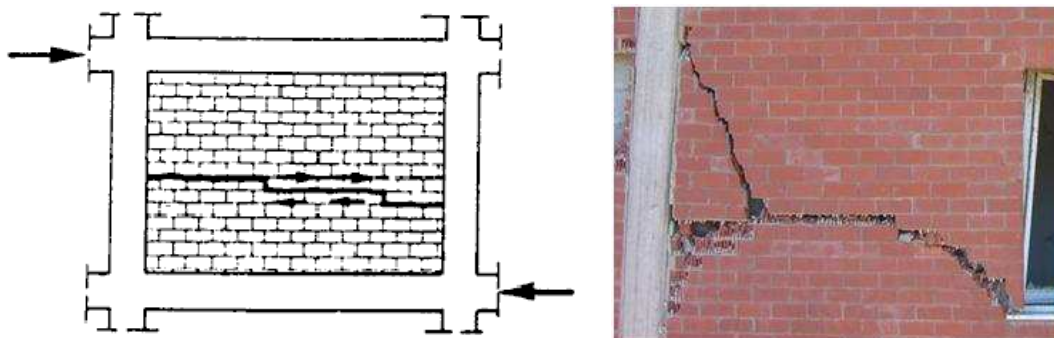


Figura 55 – Meccanismo a): rottura per scorrimento orizzontale

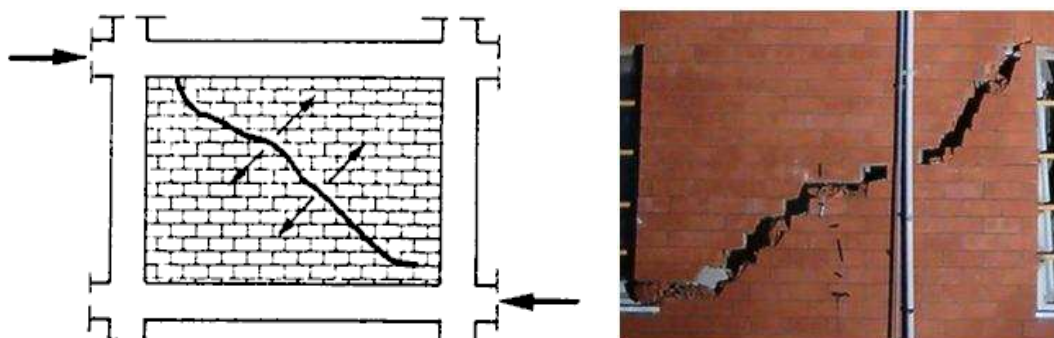


Figura 56 - Meccanismo b): rottura diagonale per trazione

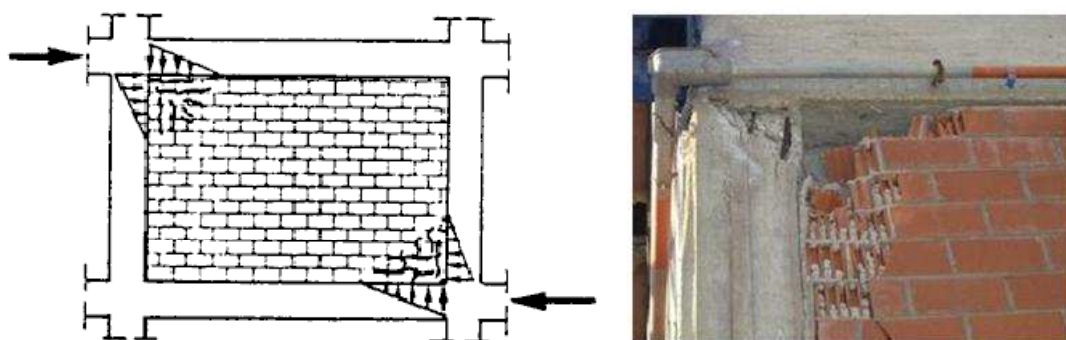


Figura 57 - Meccanismo c): rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura

5.3. Indicazioni normative per il progetto di edifici intelaiati tamponati

A partire dalla seconda metà degli anni '70 in poi, molte normative, italiane ed europee, hanno affrontato la problematica relativa alla presenza di tamponature e al loro ruolo nella risposta sismica di edifici intelaiati. Leggendo i testi dei più attuali codici di progettazione antisismica, è evidente che, se per un verso esse riconoscono l'importanza di considerare il contributo delle tamponature murarie, dall'altro non richiedono esplicitamente di includerle nei modelli di calcolo adottati per le verifiche degli edifici. Tant'è che in generale norme come l'EC8, l'OPCM 3274, ed ora anche le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si limitano a fornire regole finalizzate ad evitare possibili effetti negativi globali e locali piuttosto che entrare nel merito dei modelli di calcolo da impiegare che prevedano anche l'introduzione dei pannelli murari.

In tal senso è interessante e, per certi versi, anche sorprendente, notare come codici di tipo prescrittivo e ovviamente precedenti a quelli citati, quali il D.M. LL.PP. del 02.07.1981 e la circolare esplicativa del D.M. LL.PP. del 16.01.96, Circolare n. 65 del 10.04.1997, siano senza dubbio più dettagliati nel fornire al progettista un modello, quello del puntone equivalente, per simulare la presenza delle tamponature, e altresì dei criteri specifici per le verifiche nei confronti dei possibili meccanismi di crisi.

Tra l'altro il D.M. LL.PP. del 02.07.1981 introduce anche il concetto della *doppia verifica* ossia con e senza tamponature, che sarebbe sempre auspicabile in modo da prevedere possibili scenari relativi sia alla fase in cui le tamponature collaborano attivamente con gli elementi strutturali, che a quella successiva in cui, dopo la rottura delle tamponature, l'intelaiatura si trova da sola a fronteggiare le azioni indotte dal sisma.

5.3.1. Confronto tra EC8 e Norme Tecniche del 2008 in tema di tamponature

Le indicazioni dell'EC8 riguardano innanzitutto la regolarità nella distribuzione delle tamponature: al *punto 4.3.6.2*, infatti, si prescrive che gli effetti legati all'irregolarità in pianta ed in elevazione dovuti alla presenza di tamponamenti in muratura devono essere tenuti in conto.

Nel caso di notevoli irregolarità in pianta dovute alla disposizione asimmetrica dei tamponamenti in muratura si devono utilizzare modelli spaziali per l'analisi del comportamento della struttura. Le tamponature devono essere incluse nel modello e

deve essere realizzata un'analisi della sensibilità della struttura in dipendenza dalla posizione e dalla rigidità dei tamponamenti. Particolare attenzione va dedicata alla verifica degli elementi strutturali posti nelle zone più deformabili della struttura in relazione agli effetti torsionali derivanti dalla distribuzione delle tamponature.

Quando i tamponamenti in muratura non sono distribuiti con regolarità, ma nemmeno in modo tale da rappresentare una situazione in pianta troppo gravosa, se ne può tener conto incrementando gli effetti dell'eccentricità accidentale attraverso un fattore pari a 2,0 (*punto 4.3.6.3.1*).

Nel caso di una notevole irregolarità in elevazione (come ad esempio una drastica riduzione nel numero di tamponamenti in muratura di un piano rispetto agli altri) si deve tener conto di un aumento localizzato degli effetti dovuti all'azione sismica. Se non si utilizza un modello più raffinato, si può tener conto di ciò premoltiplicando gli effetti dovuti all'azione sismica per un coefficiente η , definito come segue (*punto 4.3.6.3.2*):

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Ed}) \leq q$$

dove:

ΔV_{Rw} è la riduzione totale della resistenza dovuta ai tamponamenti in muratura del piano considerato, rispetto ai piani vicini con più tamponamenti;

$\sum V_{Ed}$ è la somma delle sollecitazioni taglianti dovute al sisma che agiscono su tutti gli elementi verticali del piano considerato.

L'applicazione del coefficiente η è necessaria soltanto se esso risulta essere maggiore di 1,1.

Al *punto 5.9*, l'EC8 fornisce una serie di prescrizioni per cautelarsi rispetto agli effetti locali dovuti all'interazione tra pannelli di tamponatura ed elementi strutturali. In particolare prescrive che a causa della notevole vulnerabilità dei tamponamenti appartenenti al piano terra, lì ci si deve attendere un'irregolarità prodotta dall'azione sismica e si devono perciò prendere appropriate precauzioni. Se non si utilizza un modello più preciso, l'intera lunghezza

delle colonne appartenenti al piano terra deve essere considerata quale zona critica e deve essere armata di conseguenza.

Nel caso in cui l'altezza dei tamponamenti in muratura sia minore dell'altezza libera delle colonne adiacenti, si devono tener presenti le seguenti disposizioni:

- a) L'intera altezza della colonna deve essere considerata come zona critica e deve quindi essere armata con il quantitativo e la disposizione di staffe previsti per le zone critiche.
- b) Ci si deve cautelare nei confronti delle conseguenze legate alla diminuzione del rapporto di taglio effettivo. A tal fine, nel calcolare la sollecitazione tagliente, l'altezza libera della colonna, l_{cl} , deve essere assunta pari alla lunghezza del tratto di colonna non in contatto con la parete; in più il momento $M_{i,d}$ nella sezione del pilastro corrispondente alla sommità del pannello deve essere assunta pari a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ con $\gamma_{Rd} = 1,1$ per DCM o $\gamma_{Rd} = 1,3$ per DCH e $M_{Rc,i}$ valore di progetto del momento resistente del pilastro.
- c) Le armature trasversali previste per sopportare la sollecitazione tagliente devono essere disposte lungo il tratto di colonna non in contatto con la parete di tamponamento ed estendersi per una lunghezza pari ad h_c (dimensione della sezione trasversale della colonna nel piano della parete) all'interno del tratto di colonna a contatto con la parete.
- d) Se la lunghezza del tratto di colonna che non è a contatto con la parete risulta essere minore di $1,5 \cdot h_c$, per resistere alla sollecitazione tagliente si devono disporre armature secondo le due direzioni diagonali.

Se vi sono tamponamenti in muratura che si estendono per tutta la lunghezza libera del pilastro adiacente, ma unicamente su un lato della colonna (come avviene ad esempio per le colonne d'angolo), l'intera altezza della colonna va considerata come zona critica e deve quindi essere armata con il quantitativo e la disposizione di staffe previsti per le tali zone.

Infine l'EC8, al punto 4.3.6.4, prevede che per tutti gli edifici, senza distinzione tra progettazione in classe di duttilità L, M e H, con la sola eccezione per le zone a bassa sismicità, si devono seguire disposizioni appropriate volte a scongiurare rotture fragili e crolli prematuri dei tamponamenti in muratura (in particolare nei pannelli con aperture o di materiale scadente) come pure la caduta al di fuori del piano dell'edificio di blocchi di muratura (si possono ad esempio utilizzare reti leggere di armatura adeguatamente ancorate alle pareti ed ai telai in cemento armato, oppure legature tra pareti, ecc.).

Seguendo la linea dell'*OPCM 3274*, anche le *Norme Tecniche per le Costruzioni* del 2008 forniscono delle indicazioni da adottare per il controllo degli effetti derivanti dall'interazione tamponature – ossatura. In nessun caso esse impongono di includere esplicitamente le tamponature nei modelli di calcolo, anzi al *punto 7.2.6* si precisa che, nella definizione del modello, alcuni elementi strutturali, considerati “secondari”, e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Al *punto 7.2.3* si asserisce invece che, qualora la distribuzione delle tamponature sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale.

E ancora, qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In generale al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

in cui $\gamma_{Rd} = 1,1$ per le strutture in CDA e $\gamma_{Rd} = 1,3$ per le strutture in CDB.

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di

tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione suddetta, dove l'altezza l_p è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento (*punto 7.4.4.2.1*).

In questi casi l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, devono essere utilizzate armature bi-diagonali. Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro deve essere estesa all'intera altezza del pilastro (*punto 7.4.6.2.2*).

5.4. Modellazione delle tamponature per l'edificio analizzato

Al fine di indagare l'influenza sull'edificio analizzato delle tamponature sono stati elaborati modelli senza e con tamponature da utilizzare sia per la struttura a base fissa che per quella a base isolata.

Lo scopo è essenzialmente quello di poter operare dei confronti in termini di effetto irrigidente delle tamponature, comportamento dinamico (forma dei modi di vibrazione, masse partecipanti, ecc.) ed effetti di interazione locale, relativamente ai due casi esaminati di edificio a base fissa e a base isolata.

In particolare si è valutato il contributo delle tamponature in casi poco auspicabili di distribuzioni irregolari sia in pianta (edifici realizzati in adiacenza, quindi tamponature piene su tutto il lato) che in elevazione (piano terra a pilotis).

Il modello adottato per simulare la presenza delle tamponature è quello di puntone diagonale equivalente; nell'ottica di eseguire delle analisi modali, per ciascuna maglia tamponata sono state inserite due bielle diagonali, calibrandone in modo opportuno la rigidità.

Al puntone si è assegnato uno spessore t pari a quello complessivo della muratura (25 cm); la larghezza b del puntone, assunta pari ad 1/10 della lunghezza della diagonale d del pannello, è stata ridotta, in presenza di aperture, attraverso i coefficienti correttivi proposti dallo studio dell'ANIDIS ad opera di *Albanesi S., Albanesi T. e Carboni F.* illustrato in precedenza. Si precisa che è stato trascurato il contributo irrigidente offerto

da quei pannelli che presentano più di un'apertura (indipendentemente dal fatto che fossero di porte o di finestre) come suggerito dall'*EC8 – punto 4.3.6.3.1*.

Il valore del modulo di elasticità della muratura E_m adottato è stato tratto dagli studi condotti dall'ANIDIS per l'edificio di Bonefro (CB) da cui risulta $E_m = 3800 \text{ MPa}$.

In realtà tale valore è stato utilizzato soltanto per tarare il modello da adoperare. Si è assunto come modello di riferimento un telaio monopiano e monocampata, caricato da una forza unitaria orizzontale alla quota di impalcato. La tamponatura è stata modellata con una sola biella diagonale, nella direzione della forza applicata, assegnando ad essa le caratteristiche suddette ($t = 25 \text{ cm}$, $b = d / 10$, $E_m = 3800 \text{ MPa}$). Si è poi realizzato un altro modello, analogo al precedente, ma con l'inserimento di bielle lungo entrambe le diagonali, e si è proceduto a tarare il modulo elastico delle bielle facendo in modo che i due sistemi avessero la medesima deformabilità (Figura 58).

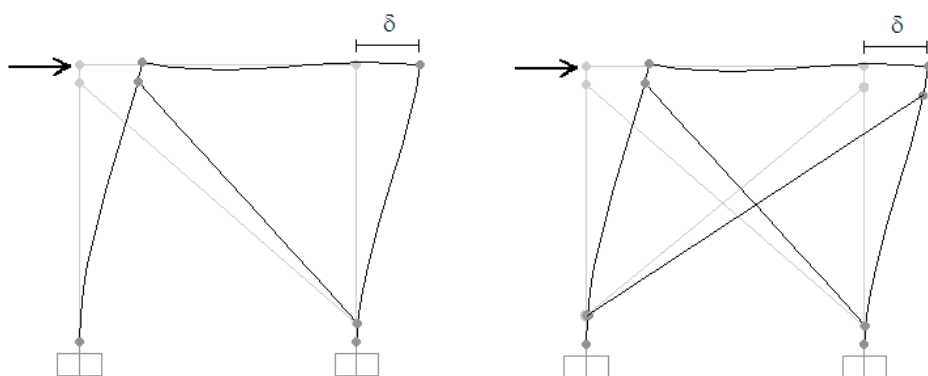


Figura 58 – Dimensionamento delle bielle diagonali

La presenza di elementi non strutturali rigidi induce sia effetti globali che locali; questi ultimi si traducono in ulteriori sollecitazioni taglianti e flettenti nei pilastri. L'estensione della zona di contatto tra riquadro strutturale e tamponatura fa sì che per cogliere bene questi effetti di interazione locale sia necessario considerare un'azione a puntone non tra nodo e nodo, bensì tra estremità inferiore di un pilastro ed estremità superiore del pilastro opposto (Figura 58). Ciò determina la necessità di introdurre un considerevole numero di nodi aggiuntivi, con conseguente aggravio dei tempi di calcolo ed ulteriore complicazione del modello.

CAPITOLO VI - Analisi degli effetti sfavorevoli globali e locali dovuti alle tamponature

6.1. Descrizione degli studi effettuati

Il presente capitolo è dedicato allo studio degli effetti sfavorevoli prodotti dai pannelli di tamponatura sulla risposta sismica delle strutture intelaiate in cemento armato.

Per l'edificio in esame sono state riprodotte situazioni significative che prevedono particolari distribuzioni delle tamponature dettate da specifiche esigenze o semplicemente da scelte architettoniche. L'obiettivo è essenzialmente quello di valutare da un lato quanto tali disposizioni delle tamponature, se non considerate adeguatamente in sede di progetto, possano influire negativamente sul comportamento della struttura a base fissa e dall'altro stabilire fino a che punto l'isolamento sismico alla base degli edifici possa proporsi come una valida strategia per limitare tali effetti globali e locali dovuti alle tamponature. Più in dettaglio gli scenari esaminati sono relativi a irregolarità in pianta e in elevazione indotte dai tompagni, nonché alla presenza di pannelli murari che si non estendono per l'intera altezza libera del pilastro favorendo così la possibilità di innesco di meccanismi di "pilastro tozzo".

Sui modelli realizzati sono state effettuate della analisi dinamiche modali con spettro di risposta. Non avendo come scopo la progettazione vera e propria degli elementi strutturali, non sono state considerate tutte le combinazioni di carico previste dall'EC8, ma soltanto quelle derivanti dallo spostamento del baricentro delle masse nelle posizioni indicate in Figura 59, combinando il 100% degli effetti dell'azione sismica in direzione X con il 30% di quelli dell'azione sismica in direzione Y.

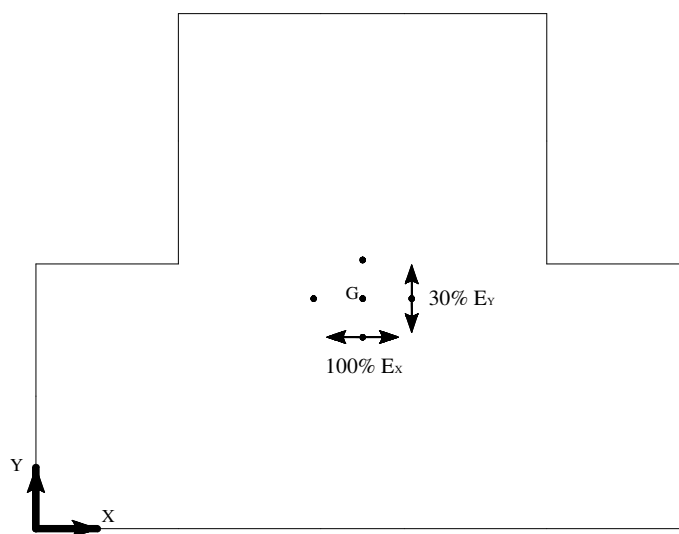


Figura 59 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica considerate

6.2. Assenza di tamponature ad un piano

Si è già discusso dell'influenza che l'assenza di tamponature in corrispondenza di un piano può avere sul comportamento dinamico della struttura. Se non considerate nel calcolo, le tamponature disposte con irregolarità in elevazione possono comportare brusche variazioni altimetriche di rigidezza (maggiore deformabilità del piano senza tamponature) ed un regime di sforzi nella struttura sensibilmente diverso da quello derivante dall'analisi del modello.

Al fine di studiare in maniera più dettagliata il meccanismo di piano soffice (soft story) il modello della struttura è stato modificato immaginando che il piano terra non fosse destinato ad uso abitativo, ma che si prevedesse di realizzare un classico piano terra a pilotis.

Dai risultati delle analisi dinamiche modali, focalizzando l'attenzione sui telai più significativi, sono stati quindi operati dei confronti tra telaio nudo e telaio tamponato in termini sia di spostamenti assoluti e di interpiano (drift) tra i diversi impalcati, che di sollecitazioni taglienti e flettenti, al piede e alla testa dei pilastri del piano deformabile.

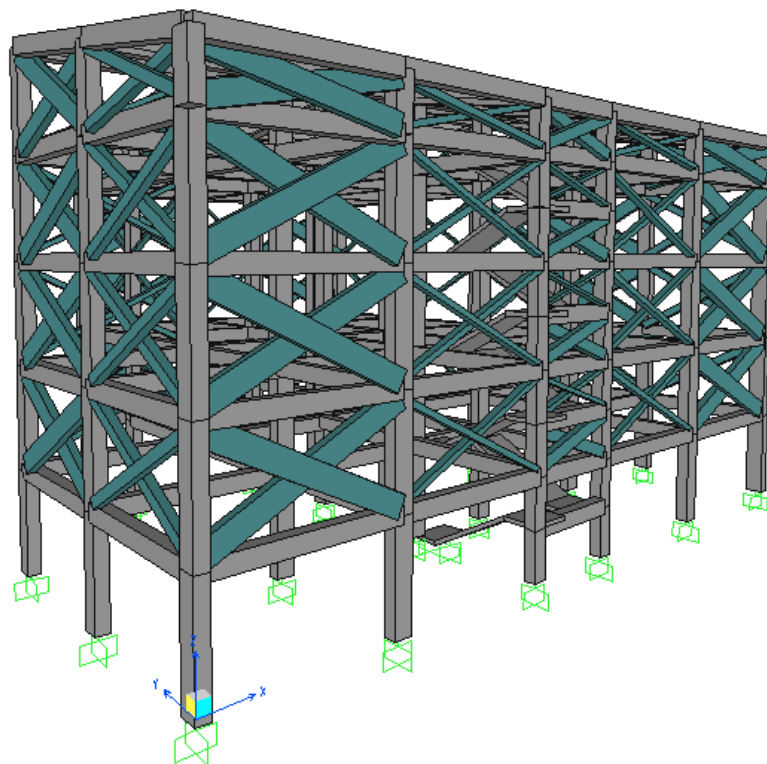


Figura 60 – Vista 3D dell'edificio con piano terra a pilotis

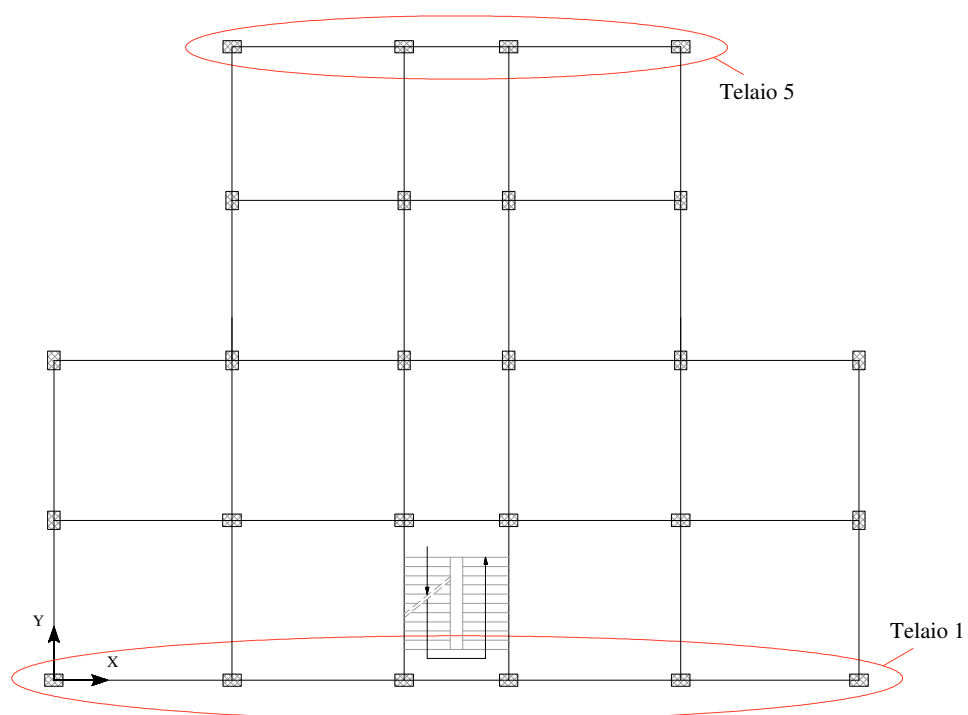


Figura 61 – Telai analizzati per lo studio degli effetti dovuti all'assenza di tamponature a piano terra

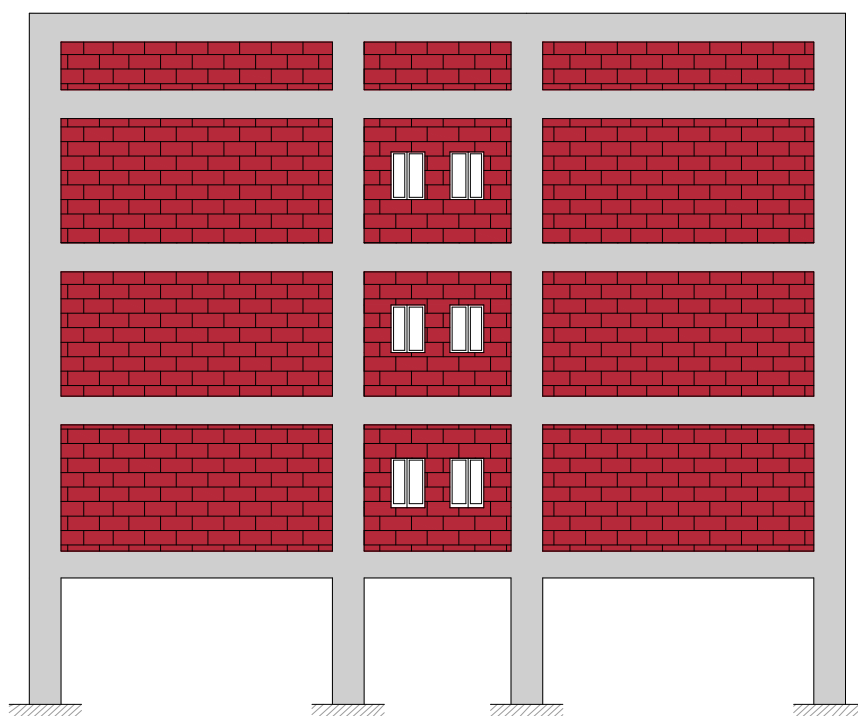


Figura 62 – Telaio 5 con piano terra a pilotis

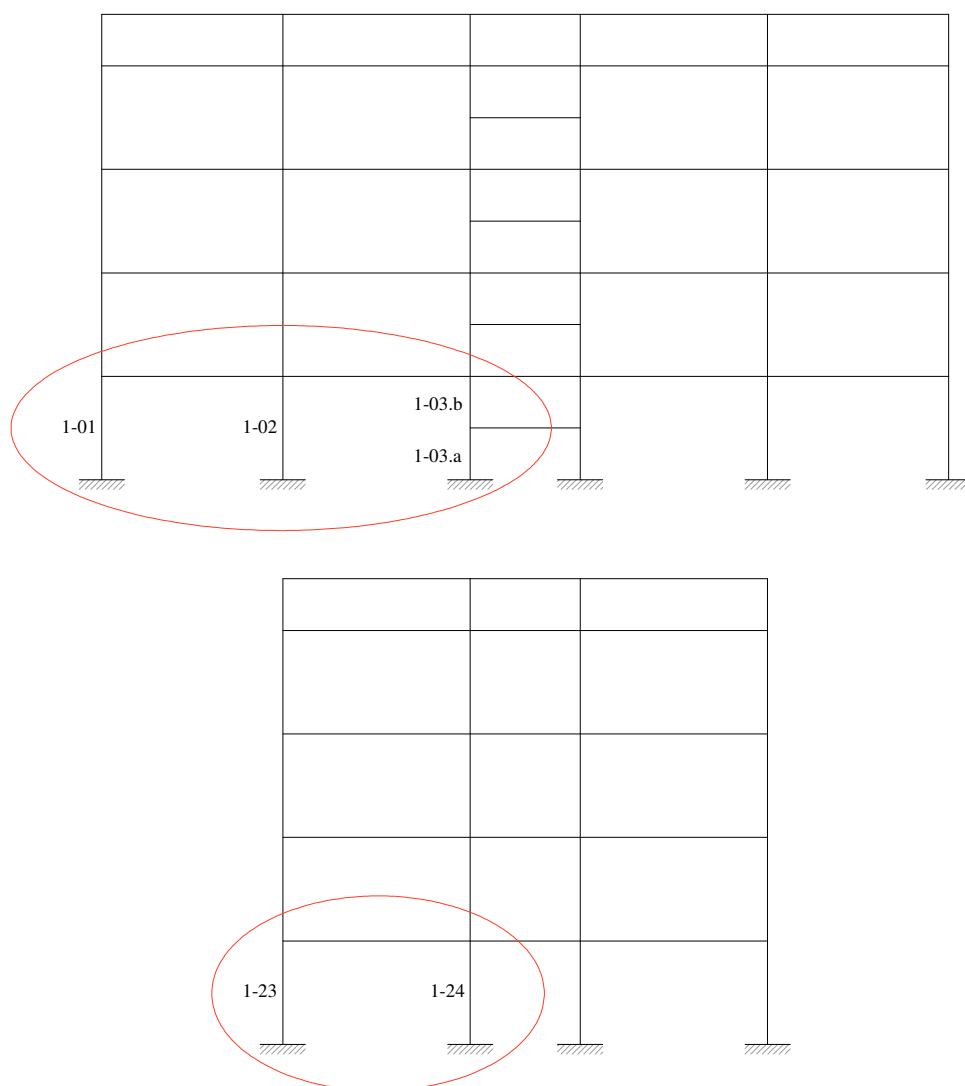


Figura 63 – Numerazione dei pilastri del primo livello dei telai analizzati

Dall'esame degli spostamenti derivanti dall'analisi dinamica modale emerge che nelle strutture di nuova progettazione con tamponature ordinarie in muratura (e non eccessivamente rigide) e con pilastri molto robusti e orientati in pianta in modo da ottenere rigidezze laterali paragonabili nelle due direzioni, l'assenza di tamponature ad un piano riduce sensibilmente la richiesta di duttilità sulle colonne del piano deformabile rispetto al caso di edifici esistenti (con pilastri snelli) i quali invece sono fortemente esposti alla formazione di un meccanismo di soft story.

Va però precisato che il modello utilizzato è un modello elastico, nel quale non è possibile apprezzare l'eventuale plasticizzazione delle sezioni di estremità dei pilastri

del piano debole, attribuibile ad un quantitativo di armatura nelle stesse non adeguato in ragione delle effettive sollecitazioni agenti.

Tabella 5 – Spostamenti assoluti degli impalcati del telaio 1 per la struttura a base fissa

	<i>Base fissa senza tamponature</i>			<i>Base fissa con tamponature</i>		
<i>Livello</i>	E_x [m]	E_y [m]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [m]	E_x [m]	E_y [m]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [m]
5	0,0216	0,0088	0,0242	0,0181	0,0034	0,0191
4	0,0206	0,0084	0,0231	0,0172	0,0033	0,0182
3	0,0166	0,0068	0,0186	0,0143	0,0028	0,0151
2	0,0110	0,0045	0,0124	0,0102	0,0020	0,0108
1	0,0045	0,0018	0,0050	0,0051	0,0010	0,0054
Base	0	0	0	0	0	0

Tabella 6 - Spostamenti assoluti degli impalcati del telaio 1 per la struttura a base isolata

	<i>Base isolata senza tamponature</i>			<i>Base isolata con tamponature</i>		
<i>Livello</i>	E_x [m]	E_y [m]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [m]	E_x [m]	E_y [m]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [m]
5	0,1738	0,0322	0,1835	0,1727	0,0311	0,1820
4	0,1734	0,0321	0,1830	0,1724	0,0310	0,1817
3	0,1717	0,0317	0,1812	0,1713	0,0308	0,1805
2	0,1691	0,0311	0,1784	0,1696	0,0305	0,1788
1	0,1658	0,0303	0,1749	0,1673	0,0301	0,1763
Base	0,1632	0,0297	0,1721	0,1649	0,0296	0,1738

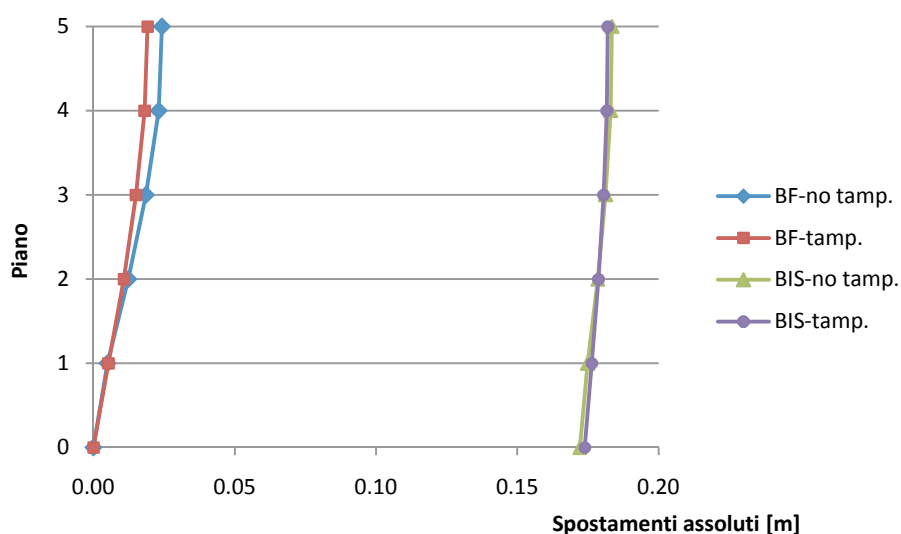


Figura 64 - Spostamenti assoluti degli impalcati del telaio 1 per la struttura a base fissa e a base isolata

Tabella 7 - Spostamenti d'interpiano relativi al telaio 1 per la struttura a base fissa e a base isolata

Livello	BF senza tamp.		BF con tamp.		BIS senza tamp.		BIS con tamp.	
	drift [m]	drift/h [%]	drift [m]	drift/h [%]	drift [m]	drift/h [%]	drift [m]	drift/h [%]
5-4	0,0019	1,21	0,0016	1,00	0,0007	0,46	0,0006	0,36
4-3	0,0077	2,42	0,0053	1,64	0,0031	0,98	0,0020	0,63
3-2	0,0109	3,39	0,0075	2,34	0,0048	1,50	0,0031	0,96
2-1	0,0126	3,94	0,0093	2,91	0,0061	1,91	0,0042	1,30
1-base	0,0087	2,72	0,0093	2,91	0,0048	1,50	0,0044	1,37

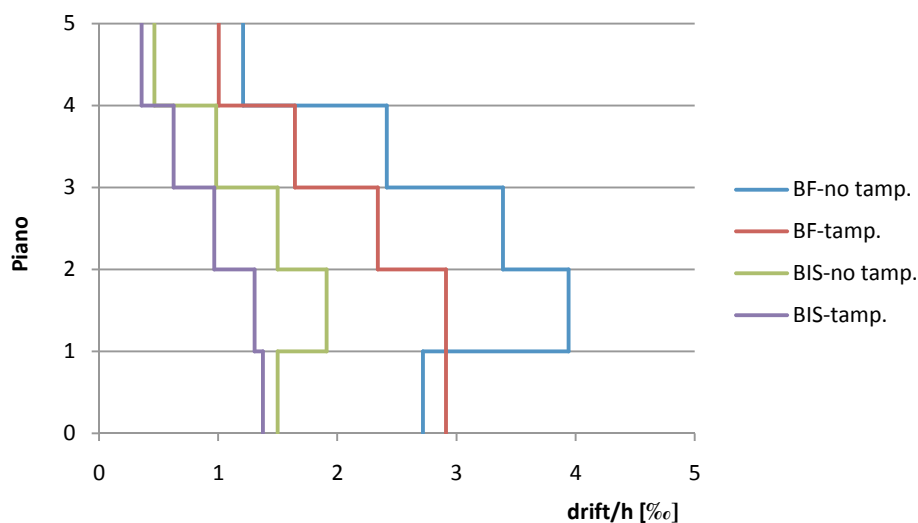


Figura 65 - Spostamenti relativi tra gli impalcati del telaio 1 per la struttura a base fissa e a base isolata

Particolarmente interessante si è rivelato il confronto in termini di sollecitazioni. Nella struttura a base fissa la presenza di un piano terra a pilotis induce aggravii tutt'altro che irrilevanti nelle sollecitazioni dei pilastri del piano deformabile, che possono essere colti soltanto con una modellazione comprensiva anche delle tamponature; per questi elementi strutturali, nel modello tamponato, si verifica una diversa condizione di vincolo in testa, il che comporta una variazione notevole dei momenti flettenti e dei tagli. In particolare, come è ovvio, in corrispondenza del piano deformabile si tende al modello di telaio shear type, per cui si registra un incremento proporzionalmente maggiore dei momenti flettenti nella sezione di testa rispetto a quella di base del pilastro. A tal riguardo sembrerebbe che il coefficiente amplificativo delle sollecitazioni per gli elementi del piano deformabile proposto dalle diverse normative (1,4 per le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008) sia piuttosto inadeguato per due ordini di motivi: innanzitutto le norme (EC8, Norme Tecniche per le Costruzioni)

suggeriscono di applicare tale coefficiente indistintamente a tutte le sezioni degli elementi verticali del piano deformabile, andando così a penalizzare quelle sezioni (in particolare quelle alla base dei pilastri) in cui gli incrementi di sollecitazioni flettenti nel modello tamponato sono modesti ($10\div 15\%$); sembrerebbe pertanto più opportuno, qualora non si intendesse utilizzare un modello più accurato comprensivo anche delle tamponature, prevedere quantomeno amplificazioni differenti per i momenti alle due estremità dei suddetti pilastri.

Tuttavia, tale accorgimento, sebbene antieconomico, è se non altro conservativo.

Diverso è il discorso che riguarda l'entità dell'amplificazione. Dai risultati ottenuti, infatti, tale coefficiente sembra non mettere al sicuro in tutte le situazioni essendosi riscontrati in alcune sezioni degli incrementi di sollecitazione superiori a quelli previsti dalle norme.

Ne consegue che in questi casi l'adozione di un modello della struttura a base fissa che includa anche le tamponature è sempre consigliabile.

Ma in questa sede ciò che interessa maggiormente è capire cosa accade invece nella struttura isolata. Qui la presenza delle tamponature nel modello di calcolo è molto meno influente; rispetto al modello privo di tamponature si registrano delle variazioni al più di circa il 10% nei momenti flettenti e praticamente trascurabili ($2\div 3\%$) nei tagli. Tra l'altro tali variazioni non sempre corrispondono ad incrementi visto che l'effetto irrigidente delle tamponature è irrilevante e quindi l'entità dell'azione sismica resta sostanzialmente inalterata tra edificio nudo e tamponato.

Ne deriva quindi che, per edifici a base isolata, le incertezze legate al non considerare le tamponature nel modello di calcolo di un edificio con un piano terra a pilotis sono nettamente minori rispetto al caso di struttura a base fissa. In linea generale trascurare quindi le tamponature conduce ad errori molto meno significativi nella struttura isolata piuttosto che in quella a base fissa. Ciò non toglie che una modellazione più raffinata, con tamponature, sia sempre da preferirsi per una stima più affidabile ed accurata delle sollecitazioni sui diversi elementi strutturali.

Tabella 8 - Momenti flettenti sui pilastri della struttura a base fissa senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Sezione</i>	<i>Base fissa senza tamponature</i>			<i>Base fissa con tamponature</i>		
		E_x [kNm]	E_y [kNm]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kNm]	E_x [kNm]	E_y [kNm]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kNm]
1-01	<i>Piede</i>	171	68	191	201	42	214
	<i>Testa</i>	81	32	91	111	23	118
1-02	<i>Piede</i>	367	146	410	435	91	462
	<i>Testa</i>	164	65	183	235	53	251
1-03.a	<i>Piede</i>	255	112	289	305	80	329
	<i>Testa</i>	50	47	64	69	52	85
1-03.b	<i>Piede</i>	201	92	229	223	65	242
	<i>Testa</i>	197	76	220	259	54	275
1-23	<i>Piede</i>	278	138	319	323	112	357
	<i>Testa</i>	87	35	97	130	48	144
1-24	<i>Piede</i>	319	158	366	364	125	402
	<i>Testa</i>	165	79	189	219	78	242

Tabella 9 - Sforzi di taglio sui pilastri della struttura a base fissa senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Base fissa senza tamponature</i>			<i>Base fissa con tamponature</i>		
	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]
1-01	79	31	88	98	21	104
1-02	166	66	185	210	45	223
1-03.a	190	97	219	232	81	257
1-03.b	249	105	280	302	74	324
1-23	114	54	130	141	50	156
1-24	151	74	173	182	64	201

Tabella 10 - Momenti flettenti sui pilastri della struttura isolata senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Sezione</i>	<i>Base isolata senza tamponature</i>			<i>Base isolata con tamponature</i>		
		E_x [kNm]	E_y [kNm]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kNm]	E_x [kNm]	E_y [kNm]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kNm]
1-01	<i>Piede</i>	98	22	105	95	20	101
	<i>Testa</i>	50	11	53	54	12	58
1-02	<i>Piede</i>	212	48	226	205	44	218
	<i>Testa</i>	101	23	108	112	25	119
1-03.a	<i>Piede</i>	147	40	159	142	37	153
	<i>Testa</i>	30	25	38	33	24	40
1-03.b	<i>Piede</i>	114	34	124	104	30	113
	<i>Testa</i>	117	25	125	123	26	131
1-23	<i>Piede</i>	150	67	170	147	62	165
	<i>Testa</i>	50	20	56	56	24	63
1-24	<i>Piede</i>	173	77	196	168	70	189
	<i>Testa</i>	94	41	106	100	44	113

Tabella 11 - Sforzi di taglio sui pilastri della struttura isolata senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Base isolata senza tamponature</i>			<i>Base isolata con tamponature</i>		
	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]
1-01	46	10	49	47	10	50
1-02	98	22	105	99	22	106
1-03.a	111	39	123	110	38	121
1-03.b	144	36	155	142	35	153
1-23	62	27	70	64	27	72
1-24	83	37	94	84	35	93

Tabella 12 – Confronto in termini di momenti flettenti tra struttura**a base fissa e a base isolata senza e con tamponature**

<i>Pilastro</i>	<i>Sezione</i>	<i>Struttura a base fissa</i>			<i>Struttura a base isolata</i>		
		<i>Senza M [kNm]</i>	<i>Con M [kNm]</i>	<i>Variazione</i>	<i>Senza M [kNm]</i>	<i>Con M [kNm]</i>	<i>Variazione</i>
<i>1-01</i>	<i>Piede</i>	191	214	12%	105	101	4%
	<i>Testa</i>	91	118	30%	53	58	9%
<i>1-02</i>	<i>Piede</i>	410	462	13%	226	218	4%
	<i>Testa</i>	183	251	37%	108	119	10%
<i>1-03.a</i>	<i>Piede</i>	289	329	14%	159	153	4%
	<i>Testa</i>	64	85	33%	38	40	5%
<i>1-03.b</i>	<i>Piede</i>	229	242	6%	124	113	10%
	<i>Testa</i>	220	275	25%	125	131	5%
<i>1-23</i>	<i>Piede</i>	319	357	12%	170	165	3%
	<i>Testa</i>	97	144	48%	56	63	12%
<i>1-24</i>	<i>Piede</i>	366	402	10%	196	189	4%
	<i>Testa</i>	189	242	28%	106	113	7%

Tabella 13 – Confronto in termini di tagli tra struttura a base fissa e a base isolata**senza e con tamponature**

<i>Pilastro</i>	<i>Struttura a base fissa</i>			<i>Struttura a base isolata</i>		
	<i>Senza T [kN]</i>	<i>Con T [kN]</i>	<i>Variazione</i>	<i>Senza T [kN]</i>	<i>Con T [kN]</i>	<i>Variazione</i>
<i>1-01</i>	88	104	18%	49	50	2%
<i>1-02</i>	185	223	20%	105	106	1%
<i>1-03.a</i>	219	257	17%	123	121	2%
<i>1-03.b</i>	280	324	16%	155	153	1%
<i>1-23</i>	130	156	20%	70	72	3%
<i>1-24</i>	173	201	16%	94	93	1%

6.3. Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta

Un altro aspetto delicato legato alle tamponature è quello relativo ad una loro eventuale distribuzione irregolare in pianta; essa può generare un'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze negli edifici sostanzialmente simmetrici, nonché accentuarla in quelli non simmetrici. Tale eccentricità è causa di un notevole contributo rotazionale nel comportamento dinamico della struttura; le rotazioni producono aggravii sulle condizioni di lavoro soprattutto delle membrature (telai) di perimetro della costruzione, lì dove i modi torsionali danno luogo agli effetti maggiori.

Per analizzare quest'aspetto si è considerato un caso estremo in cui l'edificio in esame avesse tamponature tutte piene su di un lato (immaginando per esempio che fosse realizzato in adiacenza ad un altro edificio) e ci fossero invece soltanto vetrate a riempire le restanti maglie strutturali (Figura 66).

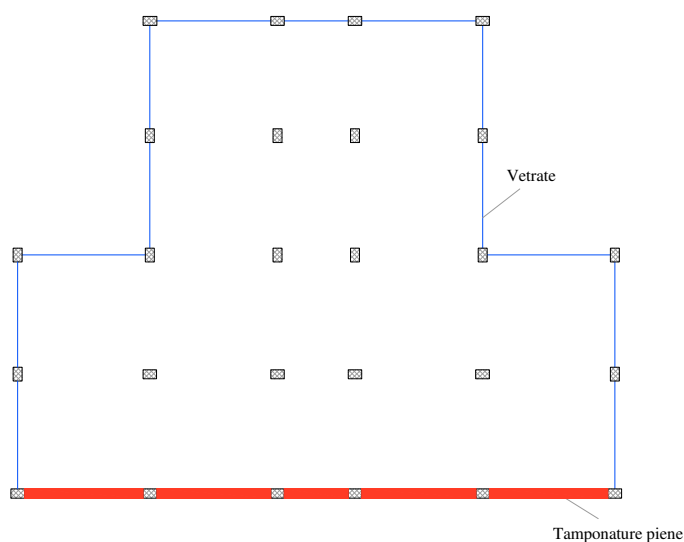
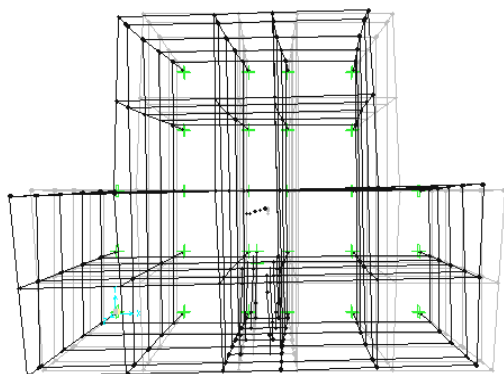
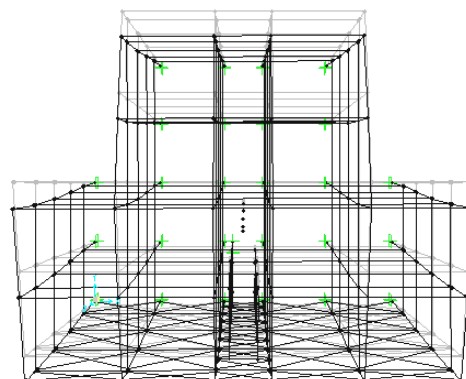


Figura 66 – Edificio con distribuzione delle tamponature molto irregolare in pianta

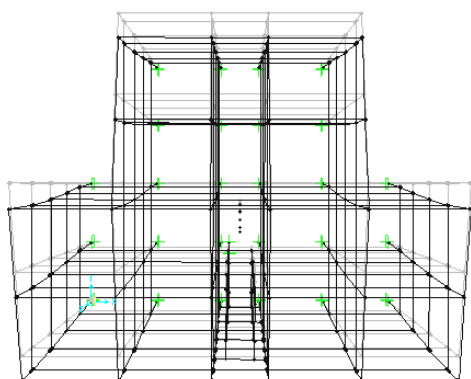
Anche per questa situazione sono stati effettuati dei confronti tra struttura nuda e tamponata, sia nel caso di edificio a base fissa che in quello di edificio isolato alla base. In particolare ci si è soffermati sull'analisi delle differenze nel comportamento dinamico (accoppiamento latero-torsionale nei modi di vibrazione, masse partecipanti, ecc.) e del regime di sforzi di taglio nelle pilastrate che maggiormente subiscono il contributo degli effetti torsionali. Dall'analisi modale emerge ampiamente come per la struttura a base fissa tale distribuzione delle tamponature accentui in misura consistente l'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze nella direzione Y con conseguente aumento dell'accoppiamento tra i modi traslazionali in direzione X e quelli rotazionali.

Struttura a base fissa senza tamponature

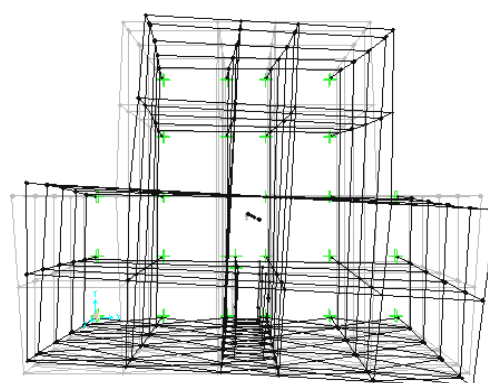
1° modo di vibrazione: Trasl. lungo X
 $T=0.65$ sec; $M_x=60.6\%$; $M_y=5.3\%$; $R_z=21.8\%$

Struttura a base fissa con tamponature

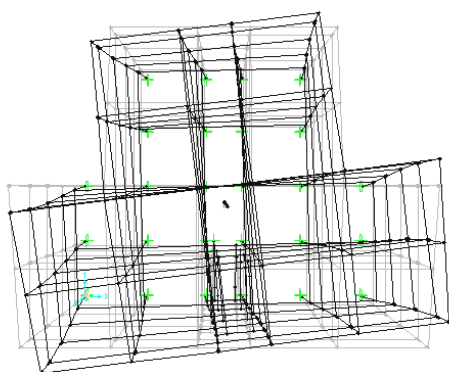
1° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y
 $T=0.59$ sec; $M_x=2.7\%$; $M_y=83.2\%$; $R_z=4.2\%$



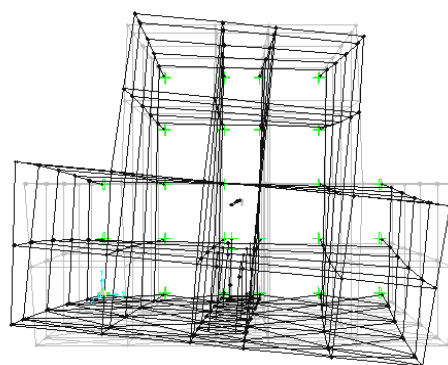
2° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y
 $T=0.62$ sec; $M_x=2.0\%$; $M_y=83.5\%$; $R_z=3.5\%$



2° modo di vibrazione: Trasl. lungo X
 $T=0.58$ sec; $M_x=43.4\%$; $M_y=7.7\%$; $R_z=29.5\%$



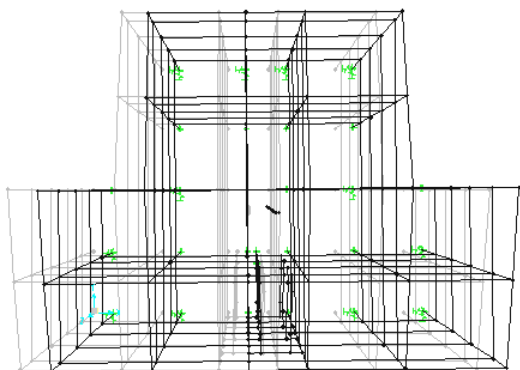
3° modo di vibrazione: Torsionale
 $T=0.55$ sec; $M_x=13.1\%$; $M_y=1.7\%$; $R_z=63.4\%$



3° modo di vibrazione: Torsionale
 $T=0.55$ sec; $M_x=33.1\%$; $M_y=2.2\%$; $R_z=51.8\%$

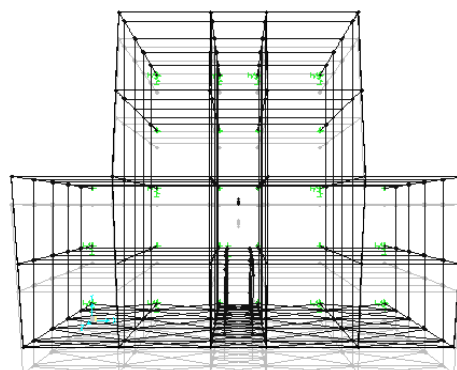
E' altresì evidente come invece la struttura a base isolata risenta minimamente dell'irregolarità in pianta prodotta dalle tamponature e i modi di vibrazione continuino ad essere quasi totalmente disaccoppiati anche nel modello con tamponature.

Struttura a base isolata senza tamponature

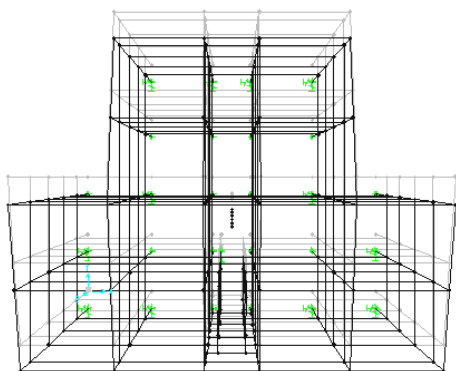


1° modo di vibrazione: Trasl. lungo X
 $T=2.64$ sec; $M_x=99.7\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=0.0\%$

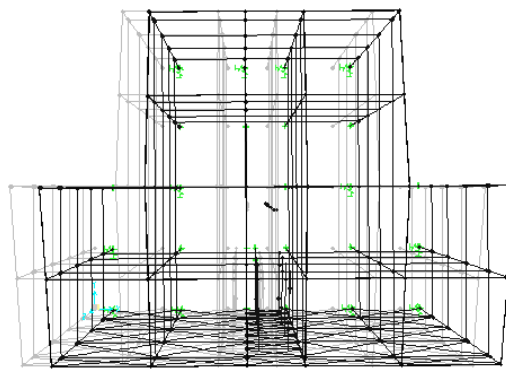
Struttura a base isolata con tamponature



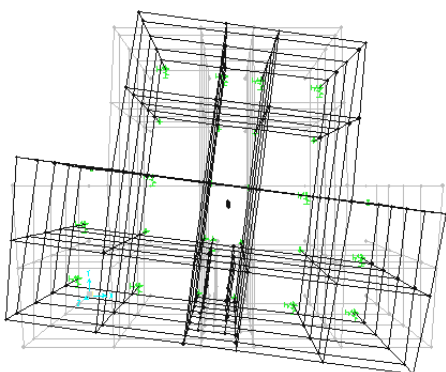
1° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y
 $T=2.63$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=99.9\%$; $R_z=0.0\%$



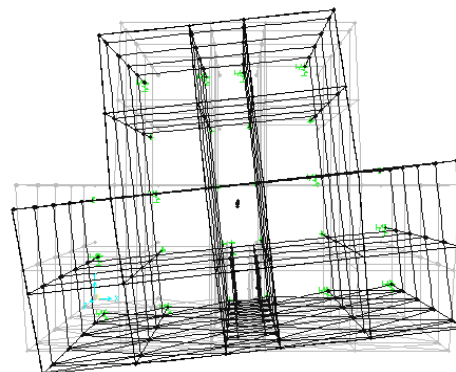
2° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y
 $T=2.63$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=99.9\%$; $R_z=0.0\%$



2° modo di vibrazione: Trasl. lungo X
 $T=2.62$ sec; $M_x=99.8\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=0.0\%$



3° modo di vibrazione: Torsionale
 $T=1.96$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=99.7\%$



3° modo di vibrazione: Torsionale
 $T=1.95$ sec; $M_x=0.0\%$; $M_y=0.0\%$; $R_z=99.6\%$

Riguardo alle sollecitazioni, come era prevedibile, per la struttura a base fissa, i massimi incrementi delle azioni taglianti nel modello con tamponature si verificano in corrispondenza dei telai situati nella zone più deformabili dell'edificio. Non a caso è proprio in queste zone che l'*EC8* raccomanda di dedicare particolare attenzione alla verifica degli elementi strutturali in relazione agli effetti torsionali derivanti dalla distribuzione delle tamponature.

Per le analisi effettuate il telaio su cui si sono registrati gli aggravi più significativi è quello sul lato dell'edificio opposto a quello con tamponature piene (Figura 67).

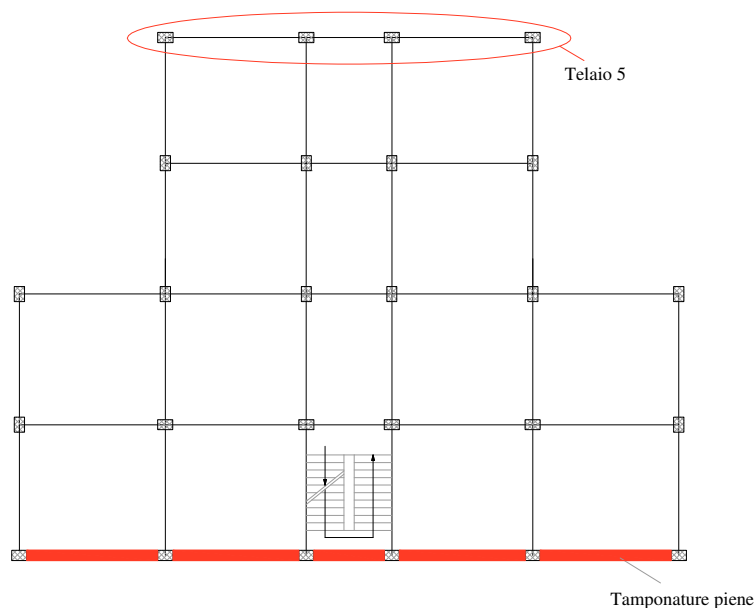


Figura 67 – Telaio più sollecitato per effetto della distribuzione irregolare in pianta delle tamponature

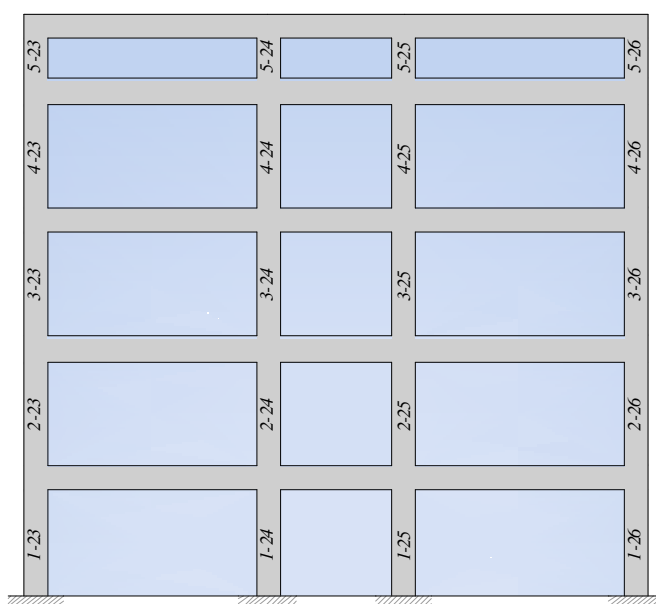


Figura 68 – Numerazione dei pilastri del telaio 5

Per brevità si riportano solo i tagli relativi alle due pilastrate di sinistra in quanto esse, per la simmetria dell'edificio rispetto alla direzione Y, sono pressoché identiche a quelle delle due pilastrate di destra.

Tabella 14 - Sforzi di taglio sui pilastri della struttura a base fissa senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Base fissa senza tamponature</i>			<i>Base fissa con tamponature</i>		
	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]
1-23	114	54	130	144	82	169
1-24	151	74	173	192	110	225
2-23	69	39	81	95	54	111
2-24	143	77	166	191	109	224
3-23	58	32	68	79	45	93
3-24	118	64	137	156	91	183
4-23	43	24	50	58	34	68
4-24	80	43	93	106	61	124
5-23	22	12	26	30	17	35
5-24	75	39	87	99	56	116

Tabella 15 - Sforzi di taglio sui pilastri della struttura a base isolata senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Base isolata senza tamponature</i>			<i>Base isolata con tamponature</i>		
	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]
1-23	62	27	70	61	27	69
1-24	83	37	91	81	37	92
2-23	33	16	38	32	16	37
2-24	69	33	79	68	33	78
3-23	24	12	28	24	12	28
3-24	51	25	59	50	25	58
4-23	16	8	18	16	8	18
4-24	31	15	36	31	15	36
5-23	9	4	10	9	4	10
5-24	29	13	33	29	13	33

**Tabella 16 - Confronto in termini di tagli tra struttura a base fissa e a base isolata
senza e con tamponature**

	<i>Struttura a base fissa</i>			<i>Struttura a base isolata</i>		
<i>Pilastro</i>	<i>Senza T [kN]</i>	<i>Con T [kN]</i>	<i>Variazione</i>	<i>Senza T [kN]</i>	<i>Con T [kN]</i>	<i>Variazione</i>
1-23	130	169	30%	70	69	1,4%
1-24	173	225	30%	91	92	1,1%
2-23	81	111	37%	38	37	0,3%
2-24	166	224	35%	79	78	1,3%
3-23	68	93	37%	28	28	0%
3-24	137	183	34%	59	58	1,7%
4-23	50	68	36%	18	18	0%
4-24	93	124	33%	36	36	0%
5-23	26	35	35%	10	10	0%
5-24	87	116	33%	33	33	0%

Come si evince dalle tabelle per la struttura a base fissa una distribuzione irregolare delle tamponature determina degli aggravi notevoli (tra il 30% ed il 37%) sulle sollecitazioni taglienti degli elementi strutturali verticali posizionati nelle zone più deformabili dell'edificio.

Trascurare le tamponature nel modello di calcolo potrebbe condurre ad esiti disastrosi; lo stesso EC8 nei casi di disposizione dei pannelli murari molto irregolari in pianta (e solo in questi casi), impone l'utilizzo di modelli spaziali che includano anche le tamponature, onde evitare crisi impreviste per torsione.

Nella struttura a base isolata invece tale distribuzione non comporta alcun effetto in termini di incrementi di sollecitazioni di taglio sui pilastri; le differenze tra il caso di modello nudo e modello tamponato sono trascurabili se non addirittura nulle.

Ne consegue che l'adozione della strategia dell'isolamento sismico alla base costituisce una soluzione sufficientemente affidabile per scongiurare il verificarsi di meccanismi di collasso globale per torsione, anche qualora le tamponature, disposte in modo molto irregolare in pianta, siano completamente trascurate in sede di progetto.

6.4. Maglie dei telai con tamponature parziali in altezza

L'ultimo aspetto analizzato nello studio degli effetti sfavorevoli dovuti alle tamponature è quello delle maglie tamponate parzialmente in altezza. La presenza di pannelli murari che non si estendono per tutta la lunghezza libera del pilastro, determina la formazione del cosiddetto “pilastro tozzo” che, se non ben progettato, può essere soggetto a crisi per eccessivi sforzi di taglio.

Si è fatto in modo che l'edificio analizzato avesse alcune maglie dei telai esterni con tamponature parziali con l'obiettivo di quantificare gli incrementi delle azioni taglianti che tale scelta architettonica può comportare nei pilastri tozzi che vengono così a crearsi. In particolare si è focalizzata l'attenzione ancora sul telaio 5 per il quale si è previsto lo schema architettonico delle tamponature illustrato in Figura 69.

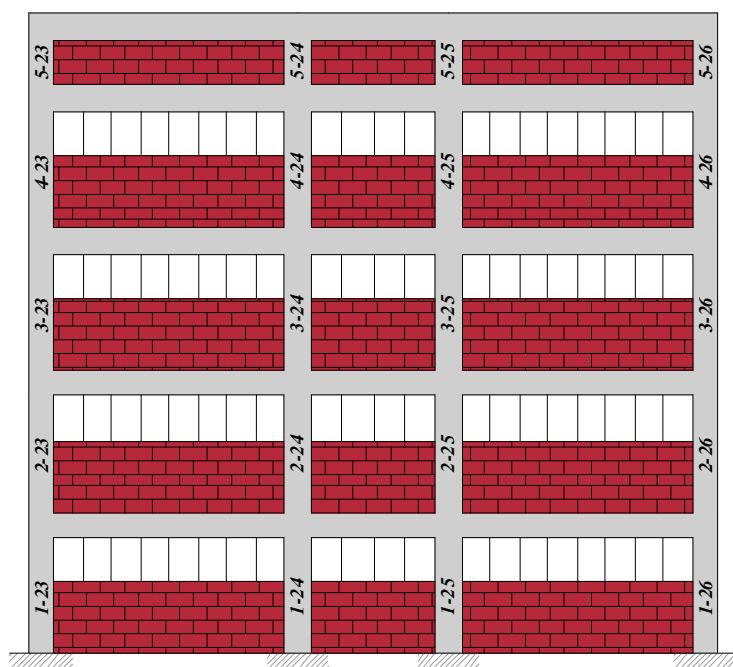


Figura 69 – Numerazione dei pilastri del telaio 5 con maglie parzialmente tamponate

Ovviamente anche qui i confronti riguardano la struttura senza e con tamponature nei due casi considerati di edificio a base fissa e a base isolata. I risultati ottenuti sono sintetizzati nelle tabelle che seguono. Si precisa che, nel caso di maglia parzialmente tamponata i valori degli sforzi di taglio riportati si riferiscono al tratto di pilastro libero, ossia non a contatto con le tamponature.

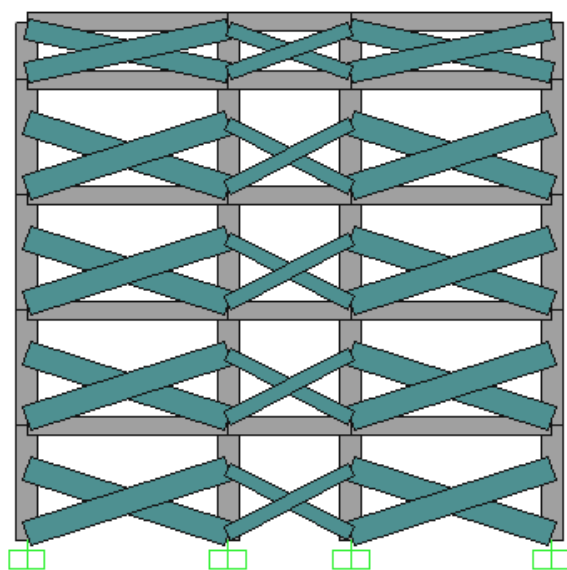


Figura 70 – Modellazione del telaio 5 con maglie parzialmente tamponate

Tabella 17 - Sforzi di taglio sui pilastri della struttura a base fissa senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Base fissa senza tamponature</i>			<i>Base fissa con tamponature</i>		
	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]
1-23	114	54	130	173	47	187
1-24	151	74	173	230	63	249
2-23	69	39	81	137	39	149
2-24	143	77	166	226	62	245
3-23	58	32	68	115	32	125
3-24	118	64	137	187	52	203
4-23	43	24	50	82	23	89
4-24	75	39	87	129	36	140

Tabella 18 - Sforzi di taglio sui pilastri della struttura a base isolata senza e con tamponature

<i>Pilastro</i>	<i>Base isolata senza tamponature</i>			<i>Base isolata con tamponature</i>		
	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]	E_x [kN]	E_y [kN]	$E_x + 30\% \cdot E_y$ [kN]
1-23	62	27	70	71	27	79
1-24	83	37	91	94	34	104
2-23	33	16	38	47	18	52
2-24	69	33	79	81	31	90
3-23	24	12	28	35	13	39
3-24	51	25	59	60	22	67
4-23	16	8	18	23	9	26
4-24	29	13	33	37	14	41

Tabella 19 - Confronto in termini di tagli tra struttura a base fissa e a base isolata senza e con tamponature

<i>Pilastrò</i>	<i>Struttura a base fissa</i>			<i>Struttura a base isolata</i>		
	<i>Senza T [kN]</i>	<i>Con T [kN]</i>	<i>Variazione</i>	<i>Senza T [kN]</i>	<i>Con T [kN]</i>	<i>Variazione</i>
1-23	130	187	44%	70	79	13%
1-24	173	249	44%	91	104	14%
2-23	81	149	84%	38	52	37%
2-24	166	245	48%	79	90	14%
3-23	68	125	84%	28	39	39%
3-24	137	203	48%	59	67	14%
4-23	50	89	78%	18	26	44%
4-24	87	140	61%	33	41	24%

Aggravi notevoli si registrano nei tagli sui pilastri della struttura a base fissa e non si può non riconoscere l'importanza che assume in questi casi una modellazione che preveda anche la presenza delle tamponature.

E' doveroso sottolineare però che anche nella struttura a base isolata, sebbene gli incrementi tra modello nudo e tamponato siano più modesti rispetto a quelli relativi alla struttura a base fissa, il non considerare le tamponature in sede di progetto porta a una stima delle sollecitazioni che, per alcuni elementi strutturali, possono essere anche ampiamente diverse rispetto a quelle a cui esse sono effettivamente soggette in occasione di un terremoto. Un modello che includa anche le tamponature può essere quindi senz'altro utile per evitare che gli effetti locali, dovuti all'interazione tra telai e tamponature, possano dar luogo a danneggiamenti sugli elementi strutturali di un edificio progettato per rimanere in campo elastico, ossia integro, anche a seguito di eventi sismici violenti.

CAPITOLO VII – Il caso reale di un edificio strategico

7.1. Descrizione dell'edificio

Le conoscenze acquisite nel corso del percorso di studi nell'ambito del Dottorato di Ricerca sulla strategia di protezione sismica dell'isolamento alla base, sono state applicate al caso reale di un edificio strategico. Si tratta di una Caserma dell'Arma dei Carabinieri di Napoli attualmente in fase di realizzazione.

La struttura presenta una conformazione in pianta prossima ad una "U" con un'area di ingombro in pianta di circa 2500 mq. In elevazione si sviluppa su cinque livelli fuori terra ed un piano interrato destinato a parcheggi; solo un'ala dell'edificio presenta anche un sesto livello raggiungendo un'altezza massima fuori terra di 24.20 m.

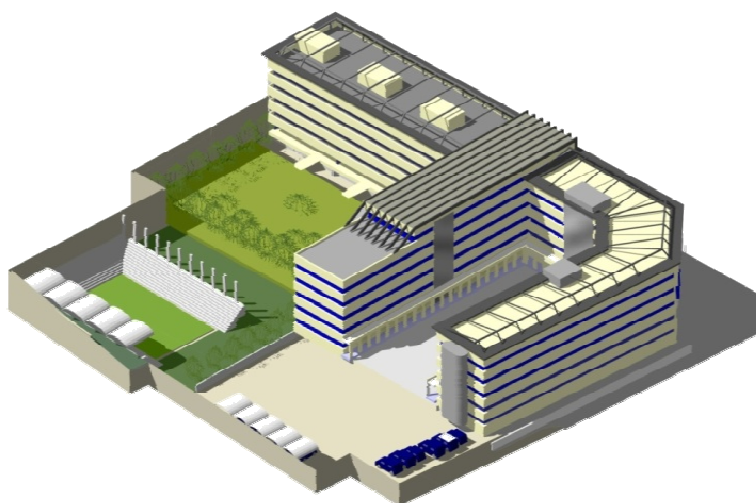


Figura 71 – Vista assonometrica sud-est dell'edificio

Con riferimento ai criteri di regolarità strutturale descritti in precedenza, l'edificio si classifica come edificio irregolare sia in pianta che in elevazione.

L'aspetto di maggiore interesse è stato quello di progettare la struttura nelle due distinte versioni di struttura a base fissa ed a base isolata; ciò al fine di poter apprezzare gli eventuali vantaggi che il moderno approccio progettuale basato sull'isolamento sismico fosse in grado di offrire per strutture che, come quella in esame, presentano marcate caratteristiche di irregolarità strutturale. Per il progetto della struttura si sono seguite le indicazioni delle N.T.C. di cui al D.M. 14.01.2008.

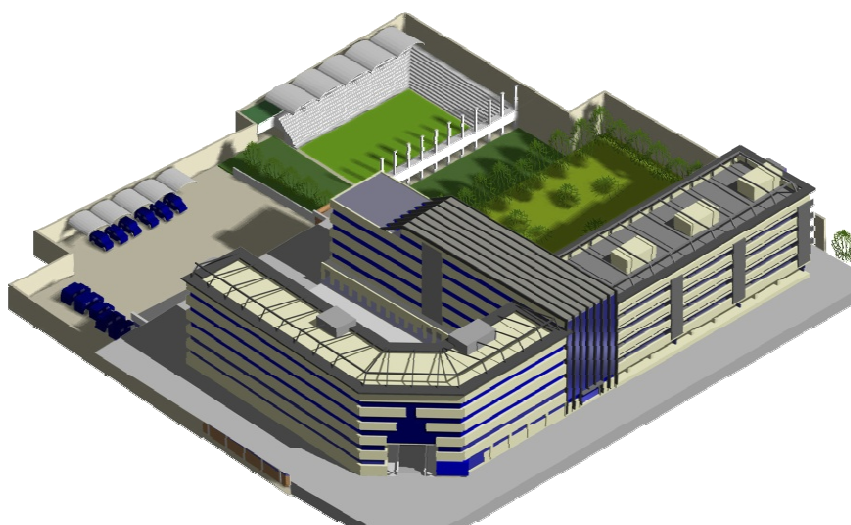


Figura 72 – Vista assonometrica nord-est dell'edificio



Figura 73 – Prospetto nord-est dell'edificio

7.2. La struttura a base fissa

Nella struttura a base fissa, l'esigenza di ridurre gli effetti torsionali legati alla forte irregolarità in pianta, ha orientato le scelte progettuali verso la suddivisione della struttura in tre corpi di fabbrica indipendenti, reciprocamente giuntati. Ciascun corpo è concepito come una struttura mista a telai e pareti o nuclei in c.a., in cui ai primi è affidato prevalentemente l'assorbimento delle azioni verticali, mentre a setti e nuclei quello delle azioni orizzontali.

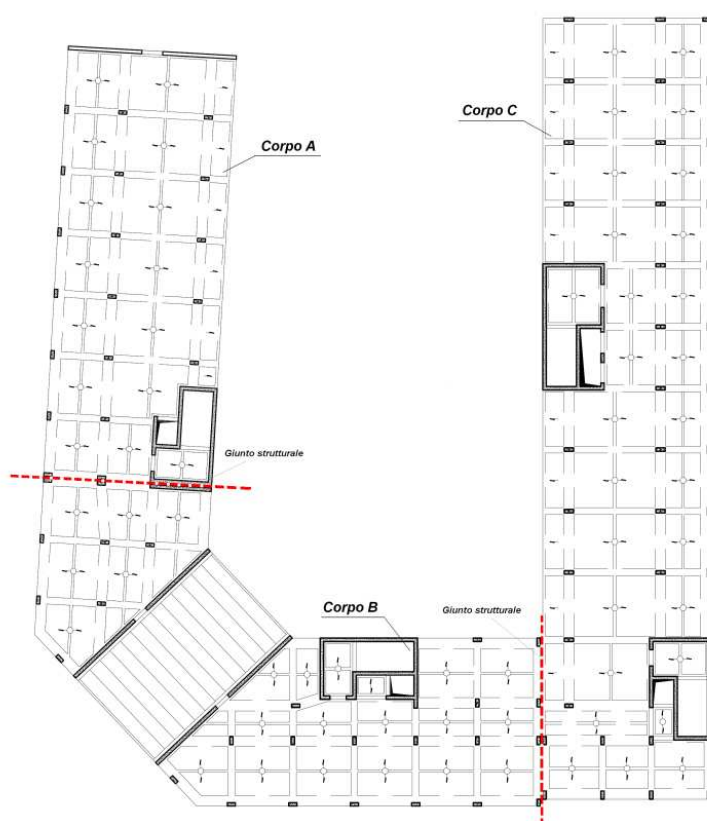


Figura 74 – Pianta di carpenteria di un piano tipo della struttura a base fissa

Per la modellazione della struttura ci si è avvalsi dell’ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti “MIDAS GEN 2011” prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd (Corea).

Le travi ed i pilastri sono modellati come elementi monodimensionali rettilinei (beam), mentre per setti e nuclei in c.a. è previsto l’utilizzo di elementi cosiddetti “wall” di tipo bidimensionali (Fig. 8).

Al materiale c.a. viene attribuito, nel modello di calcolo, un comportamento di tipo lineare. Agli elementi strutturali sono applicate le relative azioni e più in dettaglio i carichi dovuti al peso proprio degli elementi strutturali, i carichi permanenti strutturali e non strutturali, i carichi accidentali, le azioni da neve, da vento, le variazioni termiche e le azioni sismiche.

Le forze sismiche sono ricavate dal software di calcolo sulla base dei pesi sismici, dei modi propri di vibrazione della struttura e degli spettri di progetto assegnati. Nella definizione dello spettro di progetto orizzontale allo SLV è stato adottato un fattore di struttura q pari a 3 (strutture miste telai-pareti in CD”B”).

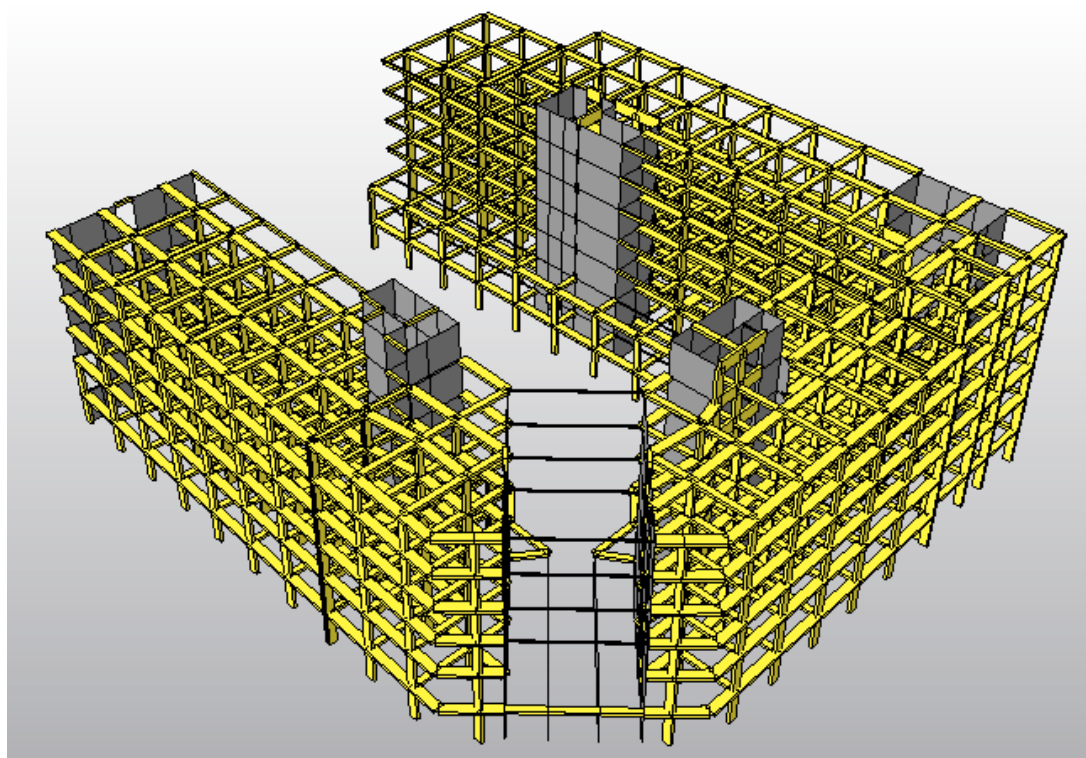
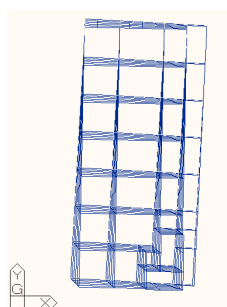


Figura 75 – Modello di calcolo 3D dell'edificio a base fissa

Si riportano nel seguito gli andamenti dei modi più significativi per ciascuno dei tre singoli corpi in cui è stata suddivisa la struttura, corredati dai valori dei relativi periodi propri di vibrazione e delle masse partecipanti.

Corpo A

Modo 1



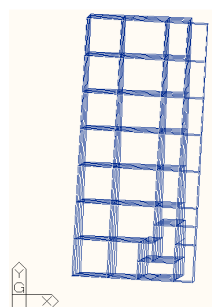
$T_1=0.44$ sec

$$\tilde{M}_x = 16.38\%$$

$$\tilde{M}_y = 43.50\%$$

$$\tilde{R}_z = 10.44\%$$

Modo 2



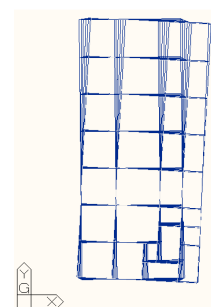
$T_2=0.30$ sec

$$\tilde{M}_x = 42.45\%$$

$$\tilde{M}_y = 24.55\%$$

$$\tilde{R}_z = 2.55\%$$

Modo 3

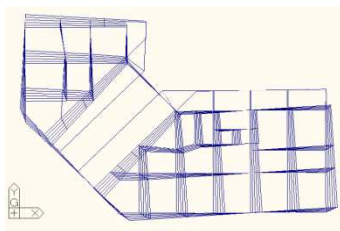


$T_3=0.18$ sec

$$\tilde{M}_x = 10.59\%$$

$$\tilde{M}_y = 2.91\%$$

$$\tilde{R}_z = 55.43\%$$

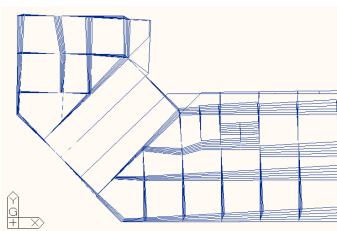
Corpo B*Modo 1*

$$T_1 = 0.51 \text{ sec}$$

$$\tilde{M}_x = 32.10\%$$

$$\tilde{M}_y = 13.71\%$$

$$\tilde{R}_z = 27.40\%$$

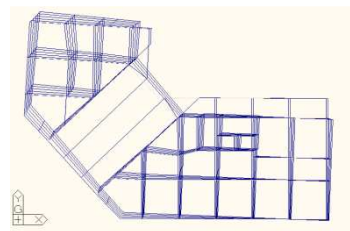
Modo 2

$$T_2 = 0.37 \text{ sec}$$

$$\tilde{M}_x = 1.12\%$$

$$\tilde{M}_y = 39.13\%$$

$$\tilde{R}_z = 29.97\%$$

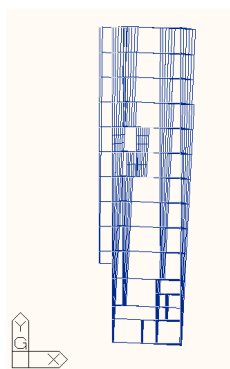
Modo 3

$$T_3 = 0.18 \text{ sec}$$

$$\tilde{M}_x = 40.21\%$$

$$\tilde{M}_y = 16.82\%$$

$$\tilde{R}_z = 13.10\%$$

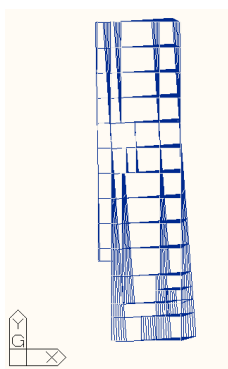
Corpo C*Modo 1*

$$T_1 = 0.49 \text{ sec}$$

$$\tilde{M}_x = 54.15\%$$

$$\tilde{M}_y = 0.31\%$$

$$\tilde{R}_z = 13.70\%$$

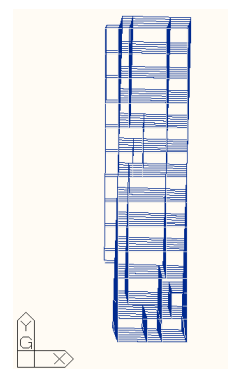
Modo 2

$$T_2 = 0.42 \text{ sec}$$

$$\tilde{M}_x = 13.42\%$$

$$\tilde{M}_y = 3.00\%$$

$$\tilde{R}_z = 55.20\%$$

Modo 3

$$T_3 = 0.29 \text{ sec}$$

$$\tilde{M}_x = 0.05\%$$

$$\tilde{M}_y = 67.36\%$$

$$\tilde{R}_z = 3.31\%$$

In ognuno dei tre corpi si riscontra un accoppiamento latero-torsionale più o meno significativo dovuto ad una distribuzione non uniforme delle rigidezze in pianta e, per il corpo B, anche ad una conformazione piuttosto irregolare.

Per ciascuno dei tre corpi, inoltre, i valori dei primi periodi di vibrazione risultano piuttosto dissimili tra loro: ciò è da attribuire alle differenti rigidezze esibite dai singoli corpi nelle due direzioni.

7.3. La struttura a base isolata

Il danneggiamento, seppur controllato, di una struttura a base fissa in occasione di un evento sismico violento, può comprometterne la piena funzionalità nell'immediato post-sisma. L'aspetto legato al mantenimento della funzionalità assume invece un'importanza fondamentale per una Caserma dei Carabinieri al fine della gestione dell'emergenza.

Si propone quindi una concezione più innovativa dell'organismo strutturale, basata sull'utilizzo dell'isolamento sismico alla base, finalizzata a conferire alla struttura i requisiti prestazionali richiesti.

L'inserimento di opportuni dispositivi di isolamento ha permesso di ottenere una struttura molto meno vulnerabile nei confronti dei fenomeni sismici. Ne risulta un sistema molto più deformabile, i cui periodi propri di vibrazione, circa 3.0 secondi, tendono ad allontanarsi sensibilmente dalla zona più critica dello spettro di risposta. Per il contenuto in frequenza del sisma di progetto, infatti, alla struttura compete una riduzione talmente significativa dell'accelerazione spettrale, rispetto all'analoga struttura a base fissa, da poter essere progettata per restare in campo elastico anche per eventi sismici violenti.

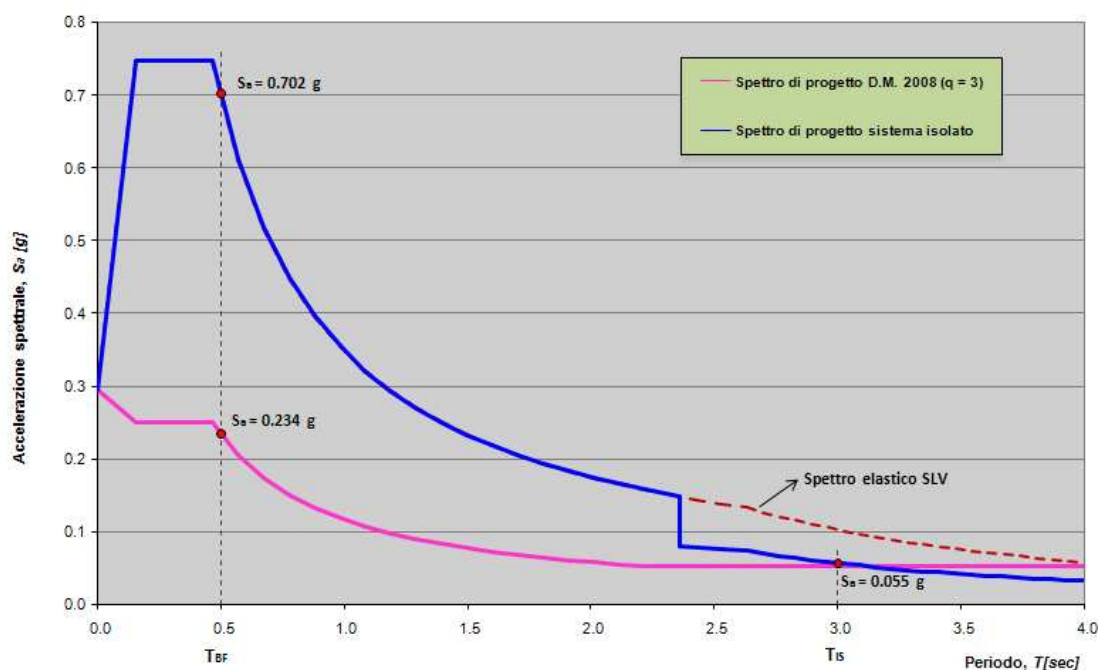


Figura 76 – Spettri di risposta in accelerazione della componente sismica orizzontale

E' stato altresì possibile eliminare completamente setti e nuclei in c.a. passando da una struttura mista telai-pareti ad una esclusivamente a telai.

La forte riduzione delle sollecitazioni ha inoltre consentito di limitare significativamente gli effetti torsionali connessi all'irregolarità in pianta evitando così di dover dividere la struttura in più corpi di fabbrica, giuntati tra loro.

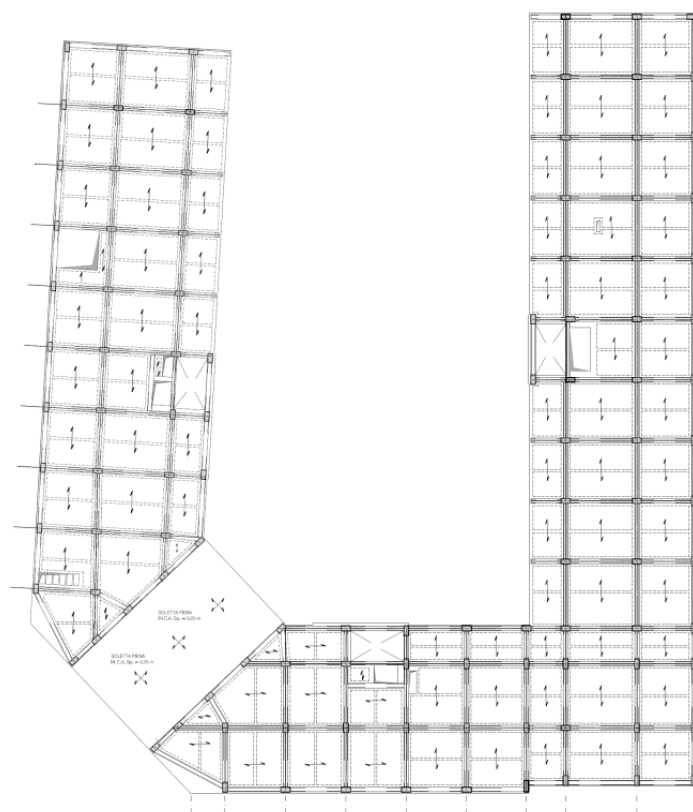


Figura 77 – Pianta di carpenteria di un piano tipo della struttura a base fissa

Gli isolatori sono stati posizionati tra la sommità dei pilastri del piano interrato ed il primo impalcato; la tipologia di isolatori adottata è quella di dispositivi a pendolo scorrevole con due superfici di scorrimento.

Rispetto ad altre tipologie di isolatori, questi ultimi garantiscono una minore suscettibilità della struttura agli effetti dell'eccentricità accidentale o, in generale, di una distribuzione delle masse diversa da quella di progetto. Ciò è dovuto alla coincidenza sul piano degli isolatori tra proiezione del centro di massa e centro di rigidità del sistema di isolamento, essendo le rigidità dei singoli isolatori sempre proporzionali alle masse su essi agenti.

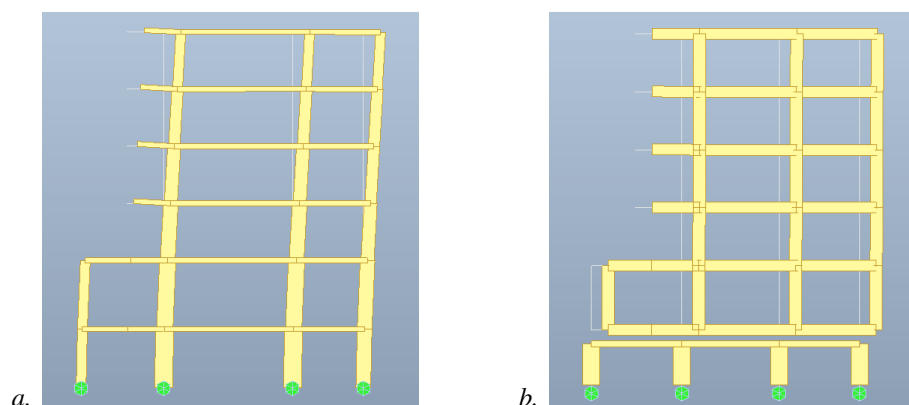


Figura 78 – Differenza di comportamento tra struttura a base fissa (a) ed a base isolata (b) sotto sisma

Il modello di calcolo della struttura isolata alla base include sia la sovrastruttura che la sottostruttura. Nell’ottica di eseguire un’analisi di tipo dinamica lineare, tutti gli elementi strutturali sono modellati a comportamento elastico lineare.

Il sistema resistente nei confronti dei carichi verticali e laterali della sovrastruttura è costituito da telai spaziali di travi e pilastri, modellati come elementi monodimensionali rettilinei (*beam*).

Analogamente, gli elementi verticali della sottostruttura (baggioli) su cui sono collocati i dispositivi di isolamento, sono anch’essi modellati come elementi monodimensionali rettilinei (*beam*).

Lo stesso sistema di isolamento è modellato come un sistema a comportamento lineare equivalente avendo verificato che fossero soddisfatte le condizioni, indicate al punto 7.10.5.2 del D.M. 14.01.2008, che ne consentono tale modellazione.

Più in dettaglio i dispositivi di isolamento sono modellati mediante degli “elastic link” a cui è stato attribuito un valore della rigidezza alla traslazione orizzontale proporzionale ai carichi verticali su essi agenti.

Il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della struttura determina, dal punto di vista del calcolo, due importanti benefici:

- le sollecitazioni di progetto sono quelle derivanti direttamente dalle analisi senza l’obbligo di dover applicare il criterio della gerarchia delle resistenze per la loro determinazione;
- l’intera procedura di progettazione risulta più affidabile grazie alla migliore aderenza del modello di calcolo al reale comportamento della struttura soggetta ad eventi sismici di forte intensità.

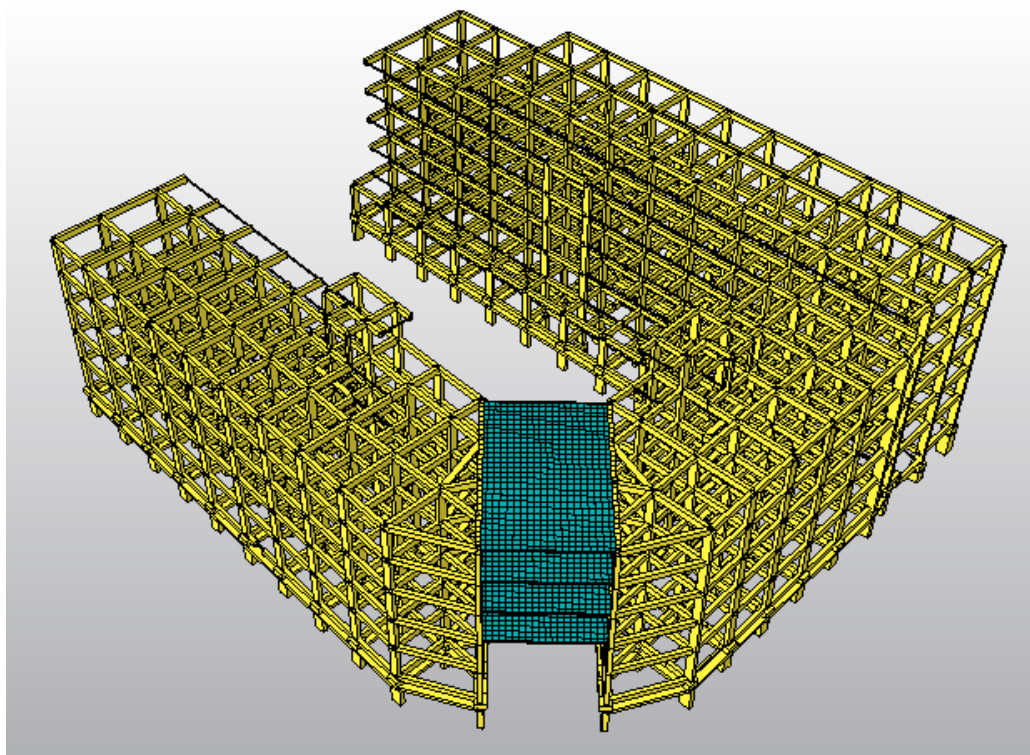
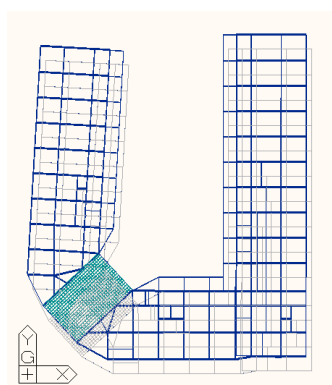


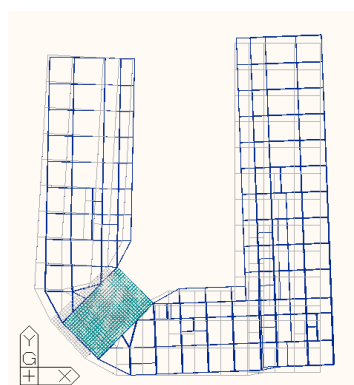
Figura 79 – Modello di calcolo 3D dell'edificio a base isolata

Dall'analisi dei principali modi di vibrazione della struttura isolata si evince un totale disaccoppiamento latero-torsionale nel modo con direzione prevalente lungo Y e solo un parziale accoppiamento tra il modo con direzione prevalente lungo X e quello rotazionale.



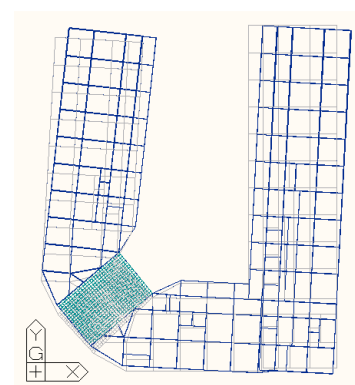
Modo 1

$$\begin{aligned} T_1 &= 2.97 \text{ sec} \\ \tilde{M}_x &= 11.51\% \\ \tilde{M}_y &= 81.85\% \\ \tilde{R}_z &= 0.00\% \end{aligned}$$



Modo 2

$$\begin{aligned} T_2 &= 2.96 \text{ sec} \\ \tilde{M}_x &= 61.49\% \\ \tilde{M}_y &= 8.77\% \\ \tilde{R}_z &= 23.60\% \end{aligned}$$



Modo 3

$$\begin{aligned} T_3 &= 2.94 \text{ sec} \\ \tilde{M}_x &= 20.38\% \\ \tilde{M}_y &= 2.74\% \\ \tilde{R}_z &= 69.63\% \end{aligned}$$

CONCLUSIONI

La strategia dell'isolamento alla base costituisce senz'altro una valida soluzione per la progettazione antisismica di edifici in presenza di irregolarità sia in pianta che in elevazione. La scelta di un adeguato sistema di isolamento, il corretto dimensionamento e un oculato posizionamento dei dispositivi in pianta consente di migliorare in modo sostanziale il comportamento dinamico di tali strutture; la limitazione degli effetti torsionali negli edifici con irregolarità in pianta e la riduzione del contributo dei modi superiori in edifici irregolari in elevazione si aggiungono ai tanti aspetti benefici dell'isolamento che in molti casi negli ultimi anni, soprattutto per edifici di una certa importanza strategica, hanno fatto preferire una progettazione di questo tipo a quella di struttura a base fissa.

Le strutture isolate risultano in genere più snelle di quelle tradizionali, con sistemi sismo-resistenti interamente a telai e con la possibilità di prevedere un unico blocco di fabbrica anche per forme in pianta fortemente irregolari.

La modesta entità dei drift di interpiano determina un danneggiamento praticamente nullo sia degli elementi strutturali che non strutturali. Ne conseguono due importanti vantaggi: innanzitutto si garantisce, nell'immediato post-sisma, il mantenimento della piena funzionalità dell'edificio; in secondo luogo non si richiedono particolari interventi per il recupero della struttura senza quindi costi aggiuntivi per eventuali riparazioni nel corso della vita utile dell'opera.

L'isolamento concede inoltre al progettista ampia libertà nelle scelte architettoniche legate ad esigenze di carattere sia estetico che funzionale. Tale libertà si estende anche alla disposizione in pianta e in elevazione delle tamponature, potendo esse costituire causa di irregolarità strutturale.

Dai confronti sui risultati delle analisi effettuate sui modelli dell'edificio isolato senza e con tamponature emerge, infatti, che le differenze sia sul piano delle deformazioni che in termini di sollecitazioni sono molto meno significative rispetto al caso dell'analogo edificio considerato a base fissa. Ne consegue che, per gli edifici con isolamento sismico alla base, non considerare le tamponature nel modello di calcolo, anche qualora esse siano distribuite in modo irregolare tanto in pianta quanto in elevazione non

comporti effetti così rilevanti da poter innescare rispettivamente crisi per torsione o per formazione di meccanismi di piano soffice.

Ciò però non vuol dire che per gli edifici isolati sia inutile includere le tamponature nel modello di calcolo. Se per un verso è poco verosimile immaginare che esse possano essere in grado di produrre meccanismi di crisi di tipo globale, dall'altro non è escluso che la loro presenza, se non tenuta in debito conto, possa generare imprevisti, quanto sgradevoli, fenomeni di crisi locale. Solo una modellazione che includa anche le tamponature consente, infatti, di cogliere in modo adeguato gli effetti dovuti all'interazione tra pannello murario e riquadro strutturale.

Di tali effetti, che si traducono essenzialmente in incrementi di sforzi di taglio localizzati nelle zone di contatto tra telaio e tompagno, si risente tanto nel caso di maglie interamente tamponate quanto in quello di maglie con tamponature parziali che non si estendono per tutta l'altezza dei piastrini. Non è escluso che tale regime di sollecitazioni possa condizionare il progetto delle armature trasversali e che quindi un'accurata analisi delle azioni taglianti possa servire ad evitare danneggiamenti locali in edifici progettati per rimanere in campo elastico (ossia integri) anche in occasione di eventi sismici violenti. E' evidente che a tal riguardo sono più esposti al rischio di danneggiamento i pilastri delle maglie parzialmente tamponate in altezza, in quanto per essi gli aggravi di sollecitazioni taglianti si registrano in sezioni più prossime alla mezzeria dell'elemento, in cui (se si trascurano tali effetti) il passo delle staffe è meno fitto rispetto alle zone di estremità.

Ne consegue quindi che una modellazione più raffinata della struttura, comprensiva anche delle tamponature, sia sempre consigliabile anche per edifici con isolamento alla base.

Non è secondario sottolineare che per gli edifici isolati una modellazione di questo tipo (che includa cioè anche le tamponature) non deve però spaventare il progettista in quanto essa non determina particolari difficoltà. Il modello di puntone diagonale equivalente, infatti, ben si presta a descrivere l'interazione tra pannelli murari ed elementi strutturali non solo in condizioni di SLD, ma anche in quelle di SLU, dal momento che la sovrastruttura è progettata per restare in campo elastico anche per eventi sismici di forte intensità. Al contrario delle strutture a base fissa, nei modelli di edifici con isolamento alla base non nasce quindi la necessità di introdurre non linearità meccaniche né per la sovrastruttura né tantomeno per le tamponature.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Albanesi S., Carboni F., Albanesi T. - *Ruolo delle murature leggere portate nel comportamento sismico di strutture intelaiate in cemento armato* - ANIDIS, XI Congresso Nazionale “L’ingegneria sismica in Italia”, Genova 2004.
- Anil O., Altin S. – *An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames*, 2006.
- Biondi S., Colangelo F. e Nuti C. (A cura di), *La risposta sismica dei telai con tamponature murarie*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000.
- Braga F. et al. – *Commentario al D.M. 16.01.96 e alla Circ. n. 65 del 10.04.97 del Ministero LL.PP.*, Roma, Gennaio 1998.
- Cancellara D., Pasquino M. - *Valutazioni sull’incrudimento di isolatori HDRB per edifici isolati alla base* - XXXVI Convegno Nazionale AIAS (Associazione Italiana per l’Analisi delle Sollecitazioni), 2007.
- Cancellara D., Fabrocino F. – *Considerazioni in merito a modelli lineari e non lineari di isolatori elastomerici per edifici isolati alla base* – XVIII Congresso Nazionale AIMETA (Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata), 2007.
- Capra L. F. - *Analisi sismica non lineare di edifici in c.a. con tamponamenti in muratura*, Tesi di laurea, 2007.
- Casertano D., Vestroni F. – *Comportamento meccanico degli isolatori snelli*, 2008.
- Castellano M. G. – *Il mantenimento della funzionalità postsisma negli edifici strategici* – 2007.
- Como M., Lanni G. – *Elementi di costruzioni antisismiche* – Edizioni Scientifiche A. Cremonese, Roma, pp 187-191.
- Cosenza E., Maddaloni G., Magliulo G., Pecce M., Ramasco R. – *Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato* – Collana di manuali di progettazione antisismica (Volume 2), IUSS Press, Pavia, 2004.
- Cosenza E., Maddaloni G., Magliulo G. – cap. 2 della *Guida all’uso dell’Eurocodice 2*. Progetto strutturale di edifici civili ed industriali in calcestruzzo

- armato vol. II – a cura di AICAP (Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso) – Ed. Pubblicamento, 2006.
- Cuoghi E. – *Edifici ordinari in situazione accidentale sismica*, Libreria Incontri Editrice, 2006.
 - D'Ambrosio S. - *La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. attraverso modelli teorici e sperimentazione al vero*, Tesi di laurea, 2004.
 - De Sortis A., Bazzurro P., Mollaioli F., Bruno F. – *Influenza delle tamponature sul rischio sismico degli edifici in calcestruzzo armato*, 2007.
 - Dolce M. - *Criteri generali nella progettazione delle strutture secondo l'ordinanza 3274*, 2004.
 - Dolce M., Cardone D. – *Advantages and problems of seismic isolation for systems and equipments*, 2002.
 - Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., Di Cesare A. – *Progetto di Edifici con Isolamento Sismico* – Collana di manuali di progettazione antisismica (Volume 5), IUSS Press, Pavia, 2004.
 - Dolce M. et al. – *Identificazione delle caratteristiche strutturali dell'edificio IACP di Bonefro gravemente danneggiato nel sisma del Molise 2002* - ANIDIS, XI Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Genova 2004.
 - Dolsek M., Fajfar P. – *The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment*, January 2008.
 - EUROCODE 0 – *Basis of structural design*, European Committee for Standardization, EN 1990, Brussels.
 - EUROCODE 1 – *Action on structures*, European Committee for Standardization, EN 1991, Brussels.
 - EUROCODE 2 – *Design of concrete structures - Part 1.1: General rules, and rules for buildings*, European Committee for Standardization, EN 1992-1-1, Brussels, (Edizione December 2004).
 - EUROCODE 8 – *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization, Final Draft - prEN 1998-1, Brussels, (Edizione December 2003).
 - Forni M. – *Applicazioni dell'isolamento sismico nel mondo*, GLIS, 2003.
 - Forum italiano della progettazione – *Progettazione di edifici con isolamento sismico - Criteri generali ed esempi di applicazione*, 2006.

- Gavarini C. et al. – *Costruzioni e terremoto* – pp 194-199, 434-439.
- Gherzi A. – *La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica*, 2003.
- Iorio P., Magliulo G., Ramasco R., Realfonzo R. – Articolo ANIDIS – *Confronto richiesta-disponibilità per telai in c.a. in presenza di irregolarità delle resistenze in elevazione*, 2004.
- Magliulo G. – Tesi Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture – *Comportamento sismico degli edifici intelaiati in c.a. con irregolarità in pianta*, 2000.
- Magliulo G., Ramasco R., Realfonzo R. – Articolo ANIDIS – *Sul comportamento sismico di telai piani in c.a. caratterizzati da irregolarità in elevazione*, 2001.
- Martelli A. – *La sicurezza strutturale: soluzioni di prevenzione del danno sismico*, 2007.
- Martelli A., Forni M. – *Isolamento sismico e dissipazione d'energia: applicazioni in Italia e all'estero e prospettive*, 2007.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto 16 Gennaio 1996, “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 29, 5 Febbraio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare 10 Aprile 1997, “*Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*”, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 97, 28 Aprile 1997.
- Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell'Interno e Capo del Dipartipimento della Protezione Civile – *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2008.
- Motta F. – *Analisi statica di strutture antisismiche* – Liguori Editore, pp 63-68.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20/03/2003 (OPCM n. 3274) - *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Roma, 2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 03/05/2005 (OPCM n. 3431) - *Ulteriori modifiche ed integrazioni all' OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del*

territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", Roma, 2005.

- Parducci A. – *Progetto delle costruzioni in zona sismica* – Liguori editore, pp 133-139.
- Petrini L., Pinho R., Calvi G.M. – *Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici* – Collana di manuali di progettazione antisismica (Volume 1), IUSS Press, Pavia, 2004.
- Ramasco R. – *Dinamica delle strutture*, CUEN, Gennaio 1993.
- SAP2000 Version 8.0 - *Analysis reference manual*, Computers & Structures inc. Berkeley, California, USA.
- Sarà G. et al. – *Ingegneria Antisismica (Volume II)* – pp 116-125, 154-155, 173-175.